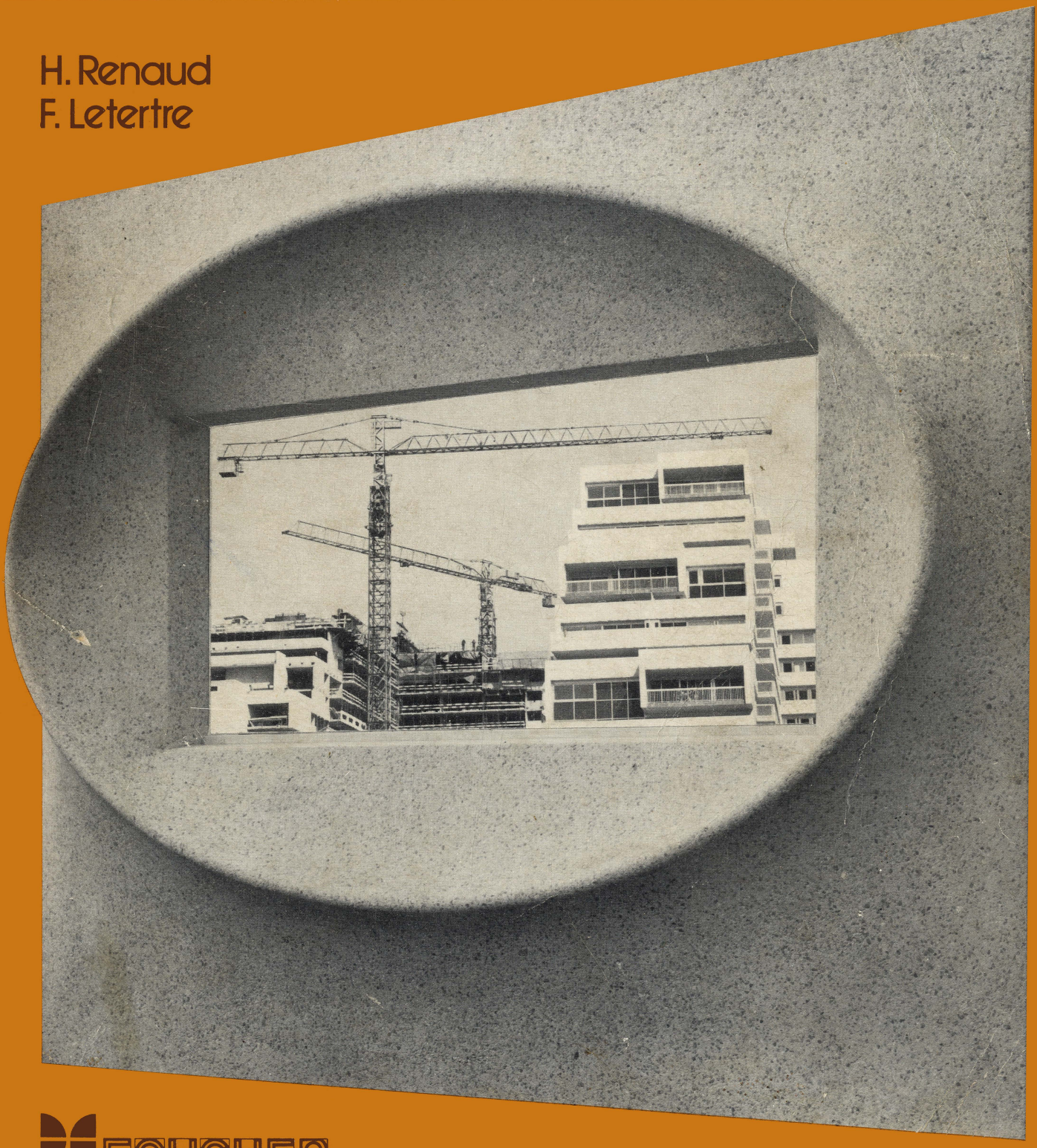
TECHNOLOGIE DU BATIMENT – GROS ŒUVRE

OUVRAGES EN BÉTON ARMÉ

H. Renaud
F. Letertre



FOUCHER

H. RENAUD F. LETERTRE
Professeurs techniques à l'École Normale Nationale d'Apprentissage de Nantes

TECHNOLOGIE DU BATIMENT GROS-ŒUVRE

Ouvrages en béton armé

Les Éditions FOUCHER
128, rue de Rivoli - PARIS Ier

Toute représentation, traduction, adaptation ou reproduction, même partielle, par tous procédés, en tous pays, faite sans autorisation préalable, est illicite et exposerait le contrevenant à des poursuites judiciaires. (Réf. Loi du 11 Mars 1957).

© Les éditions FOUCHER, Paris 1978.

Préface

Dans les domaines scientifique et technologique, l'évolution est si rapide qu'elle ne saurait se traduire que par une fonction exponentielle. Elle est l'œuvre de l'homme qui, ne pouvant en contrôler l'épanouissement, éprouve de la peine à se situer dans le monde en perpétuel changement qu'il a lui-même créé.

Cette difficulté d'adaptation à la nouvelle forme d'existence est d'autant plus grande que l'homme est âgé, donc éloigné de la période de formation scolaire, surtout si celle-ci ne s'était pas souciée de le préparer à la remise en cause perpétuelle de ce qui semble le mieux établi.

La société actuelle est en crise :

Trop d'hommes restent désespérément attachés aux structures qui leur sont familières et leur apportent apaisement, sécurité, prudence dans toutes leurs entreprises et souvent maintien d'une situation privilégiée.

Les jeunes au contraire souhaitent le changement, comprennent mal le conformisme de leurs aînés et leur désir de conserver une organisation sociale qui n'a plus aucun espoir de survie. Ils ont une optique très différente des problèmes d'avenir dont la résolution devra être orientée vers la recherche du bonheur de l'homme et non vers le respect aveugle des règles du profit et de la libre concurrence : leur joie de vivre est fondée sur le désintéressement et la générosité.

Le professeur, dont la mission est de préparer les élèves à entrer dans une société où le progrès est la règle non seulement dans le domaine de la création mais aussi dans celui des relations humaines, doit se demander si le seul transfert de connaissances et de la logique propre à chaque discipline enseignée suffit à sa formation. Ne serait-il pas souhaitable de songer d'une façon plus directe à faire naître des qualités intellectuelles et morales qui permettraient aux jeunes de s'adapter rapidement aux activités professionnelles et de comprendre la société dans laquelle ils devront vivre avec enthousiasme ?

A l'intérieur de leur vie familiale, de leurs loisirs, de leurs occupations professionnelles, les hommes devront faire preuve de nombreuses qualités :

- *Avoir beaucoup d'imagination, de courage en toutes circonstances, de dynamisme.*
- *Aimer prendre des responsabilités.*
- *Être prêts à l'action après avoir, par le raisonnement, défini les conséquences de leurs actes, toute décision résultant de l'improvisation risquant de conduire à l'échec.*
- *Souhaiter disposer de beaucoup d'autonomie et être en mesure de l'exprimer. Cette attitude, favorable à l'indépendance, conduit à la recherche de la généralisation qui est indispensable à la création car elle permet l'activité de l'esprit.*
- *Se défendre contre l'emprise de leur entourage sur leur propre pensée et vouloir affirmer leur propre personnalité.*
- *Être capable de comprendre les phénomènes environnants en les soumettant à une analyse technique et au raisonnement logique.*
- *Avoir la curiosité toujours en éveil sur tout ce qui est nouveau et savoir se détacher allègrement du passé pour se situer dans l'évolution et dans l'action à venir.*
- *Ne pas être attaché à la situation stable et être toujours disposé au déplacement indispensable au métier, aux loisirs.*
- *Aimer vivre en société, pratiquer le travail d'équipe, favoriser les contacts familiaux qui donnent un sens à l'activité humaine.*
- *Souhaiter donner aux autres du bonheur, être généreux dans leurs relations avec leurs compagnons de détente ou de travail et être en mesure de comprendre quel impact sentimental on a pu provoquer chez ceux avec lesquels on vit.*

Cette étude, probablement incomplète, suggère au professeur toutes ses responsabilités d'éducateur, car il ne peut plus compter sur la maturation interne résultant de l'acquisition des connaissances pour préparer les jeunes à une existence devenue de plus en plus exigeante.

Les enseignements sont souvent trop directifs. Dans les ateliers, chantiers et laboratoires, les élèves exécutent leur travail en se référant à des conseils trop précis, ne laissant pas suffisamment de place à l'initiative, au raisonnement, à la prise de responsabilités.

Il apparaît indispensable que tous les travaux scolaires théoriques et pratiques comportent, conjointement associés, le souci de transfert de connaissances et le développement des qualités intellectuelles.

Il s'agit d'appliquer les règles de la pédagogie par objectifs qui a été précisée dans une circulaire parue dans le courrier de l'Éducation Nationale d'avril 1976.

Il est intéressant de rappeler ce que doivent être les soucis des maîtres :

1. – *Apprendre à observer les objets et les ensembles immobiles et en mouvement dans un but de synthèse pour mettre en évidence le rôle et le pourquoi des liaisons. Cette aptitude à l'observation doit porter également sur le comportement des hommes en action pour permettre l'étude des conditions de travail.*
2. – *Apprendre à conduire une analyse technique.*
3. – *Rendre familier le raisonnement logique pour permettre le jugement et le choix.*
4. – *Développer la curiosité toujours en éveil pour tout ce qui enrichit l'esprit.*
5. – *Susciter la prise de responsabilités.*
6. – *Favoriser le développement de l'esprit d'initiative, de l'imagination créatrice.*
7. – *Provoquer et organiser le travail en équipe et le faire aimer.*
8. – *Développer en toutes circonstances la sensibilité.*

Pour favoriser le développement de cet enseignement, qui donnera aux jeunes la possibilité d'atteindre dans tous les domaines l'indépendance intellectuelle, MM. Letertre et Renaud ont écrit un ouvrage de technologie professionnelle pour les élèves des sections de bâtiment gros-œuvre, afin de rendre possible cette forme de pédagogie qu'ils ont expérimentée avec succès.

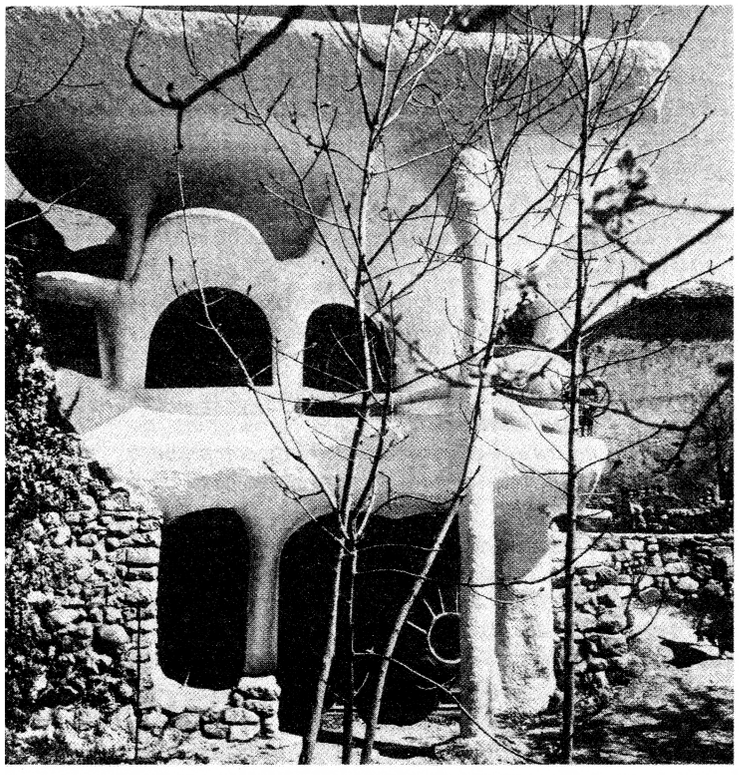
Ce livre, rédigé en deux tomes, laisse aux maîtres toute liberté pour l'organisation de leur enseignement.

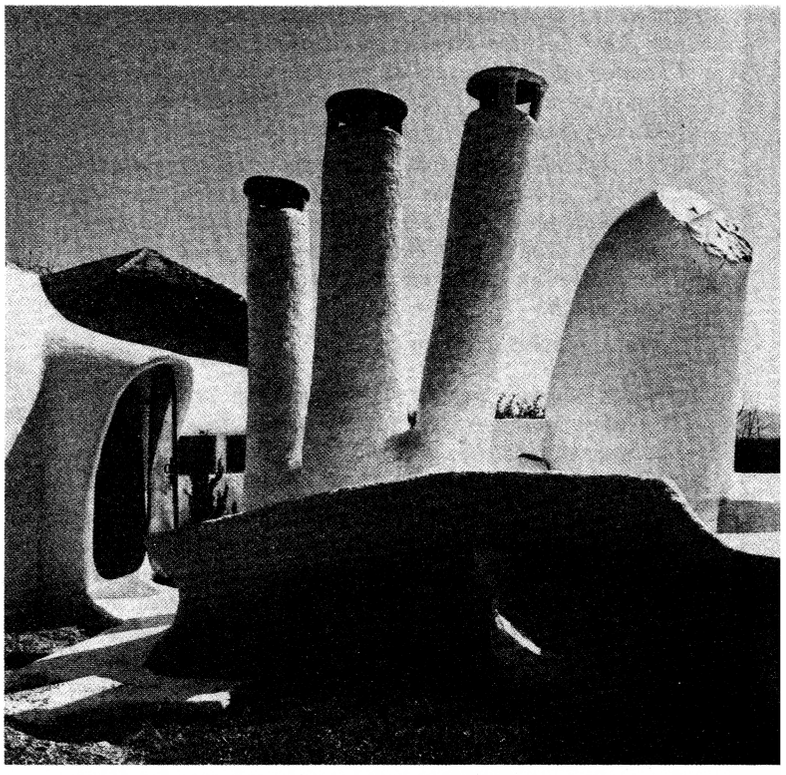
Il contient une documentation très riche et moderne, et donne des conseils et informations favorisant la réalisation, par les élèves, de travaux de chantier réels qui doivent se substituer aux exercices scolaires sclérosants parce que sans intérêt évident pour les élèves.

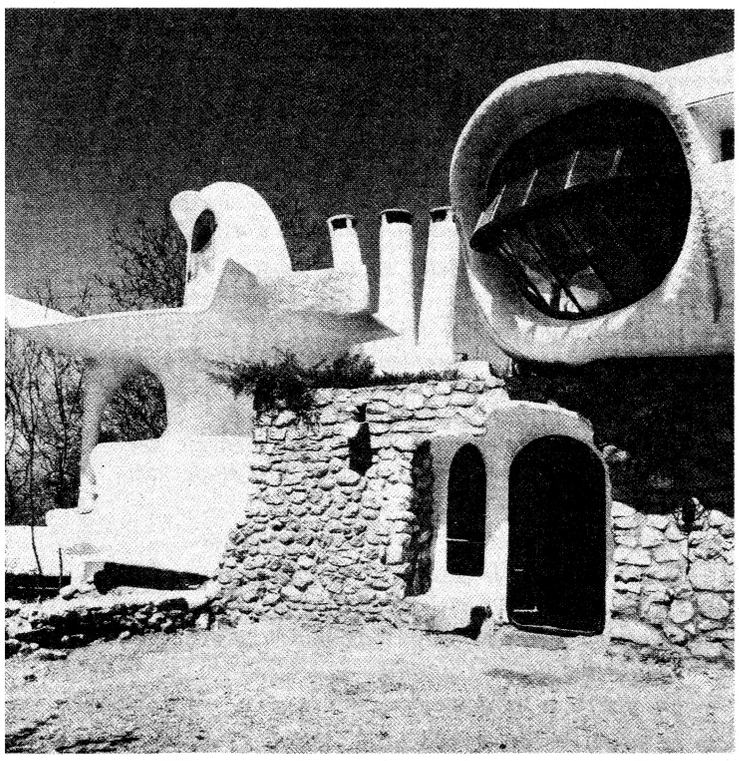
Les auteurs ont bien voulu écrire comment ils souhaitent que leur ouvrage soit utilisé par les maîtres et par les élèves.

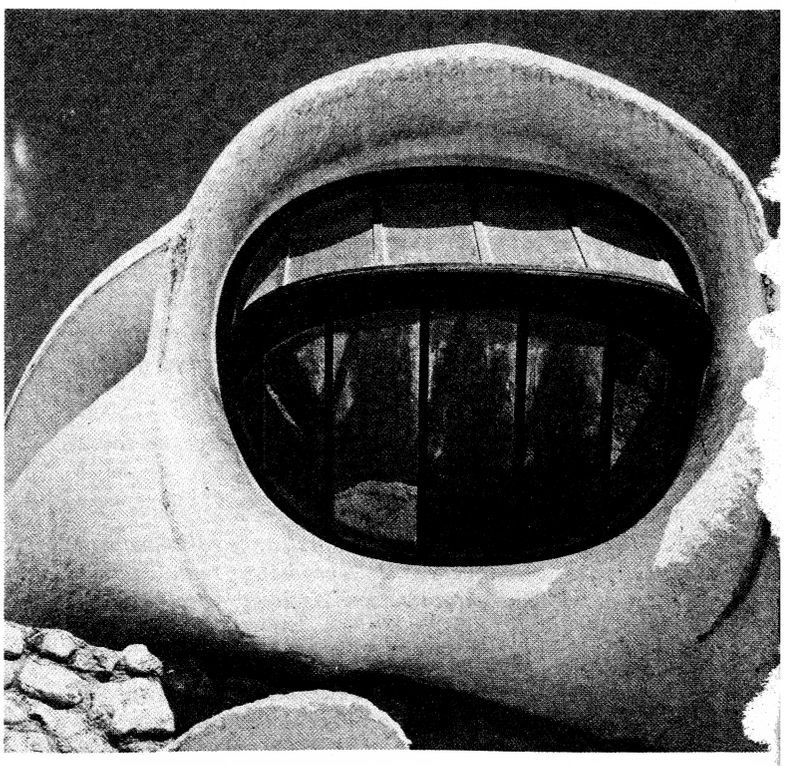
Il m'est agréable de les complimenter et d'exprimer le souhait que leur travail reçoive l'accueil qu'il mérite.

A. Campa.









LE BÉTON : PLASTICITÉ DES FORMES

(Document C.L.F. Ciments LAFARGE-France.)

PROPOSITION SUR LE MODE D'UTILISATION DE L'OUVRAGE EN CLASSE

Le présent ouvrage est destiné à servir de document de travail à l'élève avec l'aide du maître, dont le rôle consiste à bien poser le problème au départ et à créer des situations motivantes.

Il s'agit davantage de créer chez l'élève une tournure d'esprit plutôt qu'une accumulation de données et de connaissances. La pédagogie active utilise les motivations intrinsèques : le professeur devient animateur, il fait naître et canalise les intérêts spontanés.

Sans imposer une doctrine, et encore moins une recette, voici quelques **suggestions proposées** pour tirer le meilleur parti du livre.

1er TEMPS : Approche du sujet par l'élève

A. – Le thème d'étude de la prochaine séance est défini par le maître qui encourage l'élève à :

- se documenter sur les points essentiels qui apparaissent dans les têtes de chapitre du livre;
- réunir des informations de sources diverses;
- préparer des questions à poser au maître.

B. – La curiosité et le besoin de savoir sont éveillés.

L'élève peut avoir une perception plus claire du but de la leçon car il s'informe de l'itinéraire et des obstacles rencontrés sur le parcours.

2e TEMPS : Séance avec inter-actions maître élèves « leçon vécue en classe ».

A. – Comment créer chez l'élève l'habitude d'être à l'affût et de capturer les informations en évitant la passivité et la dispersion?

B. – Le maître cherche avant tout à « visualiser » les problèmes. Il élabore et construit le matériel didactique. Il tire parti des dispositions naturelles de tout être :

- curiosité et besoin de connaissances;
- désir de réalisation de soi, d'épanouissement personnel par la mise en action de ses capacités intellectuelles;
- souhait de création et de nouveauté.

C. – Pour cela le professeur cherche à sensibiliser l'élève par la découverte personnelle et la clarification progressive du sujet étudié :

- poser et définir nettement le problème;
- mettre en évidence les variables;
- isoler un facteur;
- effectuer des observations, des constatations, des mesures;
- déduire des règles, des principes, des conséquences;
- amener l'élève à des conclusions évidentes, logiques, utiles dans sa profession.

Le maître est là pour que tout ceci apparaisse à l'élève avec la clarté et la rigueur qui conduit à la conviction sans toutefois perdre de vue la réalité des chantiers.

L'effort du maître se situe davantage dans la manière de transmettre le message que dans la préparation matérielle de croquis, de schémas destinés à l'élève, qui absorbent inutilement une grande part de son temps et qu'il aura à sa disposition dans l'ouvrage.

3e TEMPS :

L'exploitation directe de la leçon s'effectue par l'élève et c'est le maître qui propose :

- soit un résumé (structure de la leçon) des points clés sous forme d'une fiche exploitable par les élèves;
- soit l'établissement du plan de la leçon par les élèves dont le but devient :
  - mémorisation et classification,
  - logique et synthèse;
- soit l'étude d'une partie seulement du thème traité;
- soit des compléments donnés sous forme :
  - de diapositives,
  - de films,
  - d'études de chantiers,
  - de condensés remis aux élèves,
  - de travaux de groupe.

NOTA : Certains thèmes n'ont pas été traités et les problèmes relatifs aux matériaux et à leur fabrication n'ont pas fait l'objet d'une étude systématique.

La totalité des objectifs envisagés peut ne pas avoir été étudiée en classe.

En résumé, l'élève devient le principal acteur, l'artisan de son savoir et de son éducation.

Le maître est là en qualité de pilote pour agir sur tous les leviers, ceux de l'attention, de l'observation, de la motivation et du raisonnement.

C'est dans cette voie que réside la noblesse de sa tâche et qu'il puise les joies d'enseigner et de former des hommes.

Les Auteurs.

UNITÉS UTILISÉES POUR EXPRIMER LES CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX

1 Les unités légales du système international sont

- Force, le newton : 1 N.
- Masse, le kilogramme : 1 kg.
- Longueur, le mètre : 1 m.
- Le temps, la seconde : 1 s.
- L'accélération, le mètre à la seconde, par seconde : 1 m/s^2.
- La pression, le pascal : 1 Pa $= \frac{1\ N}{1\ m^2}$.
- Contrainte, la norme prévoit pour les aciers comme unité de contrainte le newton par mm^2 : 1 N/mm^2.

2 Relations entre les unités

La force et la masse sont liées par la relation $F = m\,\gamma$, γ étant l'accélération communiquée à la masse m par la force F.
F est en N, m en kg et γ en m/s^2.
Si la force est le poids, attraction de la terre sur les corps, $P = mg$, P en N, m en kg et $g = 9{,}8$ m/s^2.
Le nombre qui exprime le poids est égal à 9,8 fois le nombre qui exprime la masse. Si un corps a une masse de 1 kg, son poids est de 9,8 N, soit environ 10 N (ou 1 daN). Jadis on avait choisi une unité de force qui s'exprimait par le même nombre que la masse lorsqu'elle était mesurée en kg : le kilogramme-force : 1 kgf. Cette unité est déclarée illégale.
Les unités qui ont encore cours, notamment dans les bureaux d'étude du bâtiment, sont le **bar** (unité de pression ou de contrainte) et le daN/mm^2, unité de contrainte.

3 Correspondance entre les unités

$$1\ \textbf{bar} = 1\ daN/cm^2 = 10\ N/cm^2 = \frac{1}{10} \times 1\ N/mm^2$$

$$1\ daN/mm^2 = 100\ bars = 10\ N/mm^2$$

$$1\ N/mm^2 = \frac{1}{10} \times 1\ daN/mm^2 = 10\ bars$$

4 Expression du nombre définissant la contrainte caractéristique d'un matériau

a – Le N/mm^2 est une unité 10 fois plus petite que le daN/mm^2.

Le nombre qui mesure la contrainte de rupture d'un acier en N/mm^2 est 10 fois plus grand que celui qui l'exprime en daN/mm^2.

R d'un acier = 450 N/mm^2 ou 45 daN/mm^2

b – Le N/mm^2 est une unité 10 fois plus grande que le bar.

Le nombre qui mesure la contrainte de rupture d'un acier en N/mm^2 est 10 fois plus petit que celui qui la mesure en bars.

R d'un acier = 450 N/mm^2, soit 4 500 bars

R d'un béton à la compression = 250 b, soit 25 N/mm^2 ou 2,5 daN/mm^2.

c – Le N/cm^2 est une unité 10 fois plus petite que le bar ou le daN/cm^2.

Le nombre qui mesure une contrainte en N/cm^2 sera 10 fois plus grand que le nombre qui la mesure en bar ou daN/cm^2.

R d'un béton à la contrainte à la compression est de 300 bars, soit 300 daN/cm^2, soit 3 000 N/cm^2.

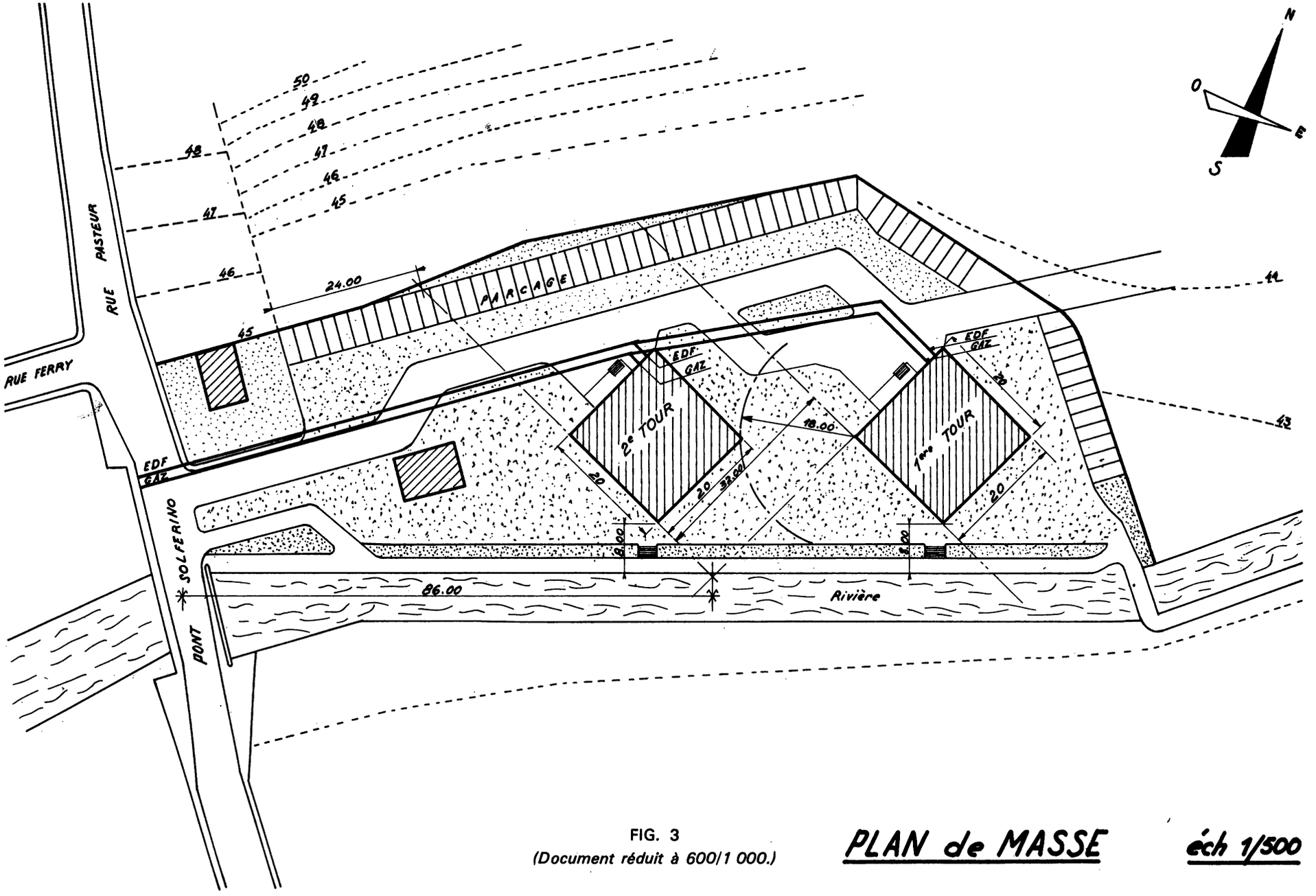


FIG. 3
(Document réduit à 600/1 000.)

PLAN de MASSE **éch 1/500**

1. IMPLANTATION

1 Quels ouvrages et quels tracés ?

L'implantation consiste à matérialiser sur le terrain tous les tracés géométriques prévus par le « dossier des travaux » indispensables à la réalisation d'un ouvrage.

De quels travaux s'agit-il ?

Ceux qui sont indispensables pour la construction d'un immeuble :

- terrassements à exécuter (excavation pour déblai en grande masse);
- délimitation des rigoles ou des tranchées;
- position des puits, des pieux, des semelles isolées ou continues pour les fondations;
- passages des réseaux de canalisations et emplacement des regards, fosses, galeries techniques;
- tracé des murs :
  - de façade,
  - de pignons,
  - de refends,
  - des poteaux et parties de mur (trumeaux).

2 Documents nécessaires

Ils font partie du dossier des travaux et sont fournis par le bureau d'étude :

Quelles sont les données ?

2.1 Documents graphiques

2.11 - Plan de situation permettant de « situer » le terrain par rapport à une artère connue (rue, boulevard, route, etc.) (*fig.* 1).

2.12 - Plan de masse qui sert à localiser le bâtiment à construire et les abords immédiats (*fig.* 2) :

- propriétés non bâties;
- constructions voisines, murs mitoyens (*fig.* 3);
- zone de recul par rapport à la limite de la propriété publique ou privée.

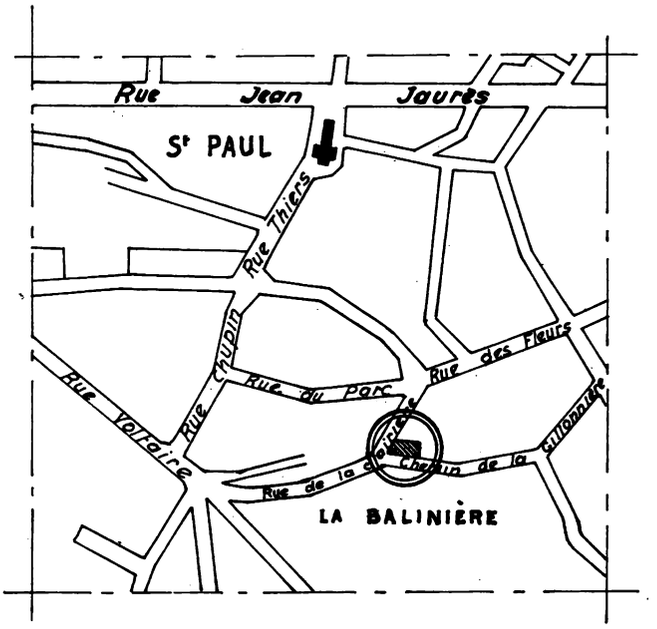


FIG. 1. – **PLAN DE SITUATION.**

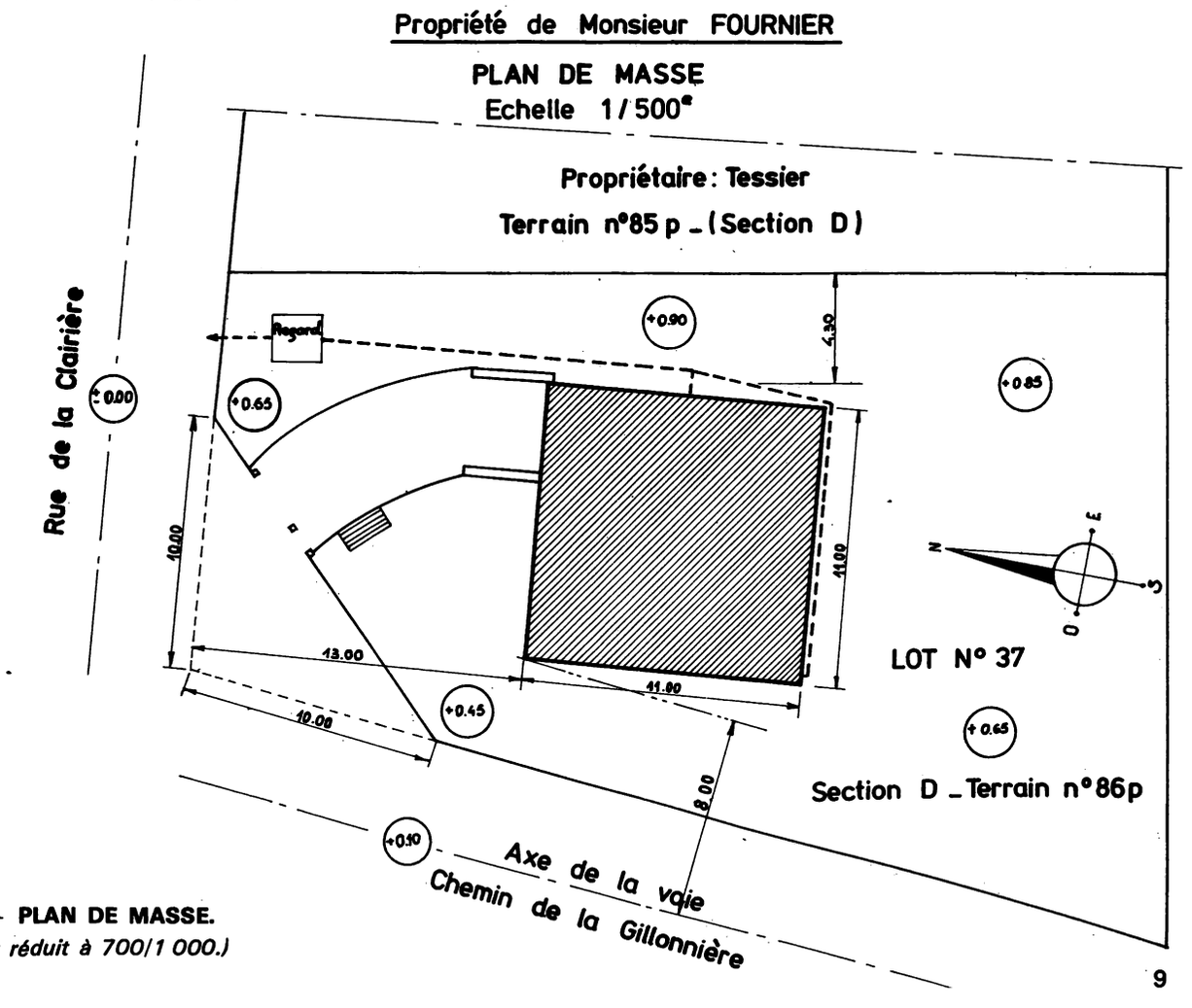


FIG. 2. – **PLAN DE MASSE.**
(Document réduit à 700/1 000.)

2.13 - Plan d'implantation proprement dit, établi pour les ensembles et parfois complété par :

- l'implantation des plates-formes de terrassement (*fig.* 4);
- le plan de situation des profils (*fig.* 5);
- les plans détaillés de profils en long et en travers (cotes de niveaux).

L'implantation est basée à la fois sur les alignements et les nivellements.

2.2 Pièces écrites

Elles fournissent tous les renseignements techniques utiles.

2.21 - Le devis descriptif précise les travaux, les modes opératoires, les matériaux à utiliser.

2.22 - Le quantitatif qui prévoit les surfaces, les cubes, etc., de chaque partie d'ouvrage.

2.23 - Les documents techniques unifiés (D.T.U.).

2.24 - Les cahiers des prescriptions communes et spéciales.

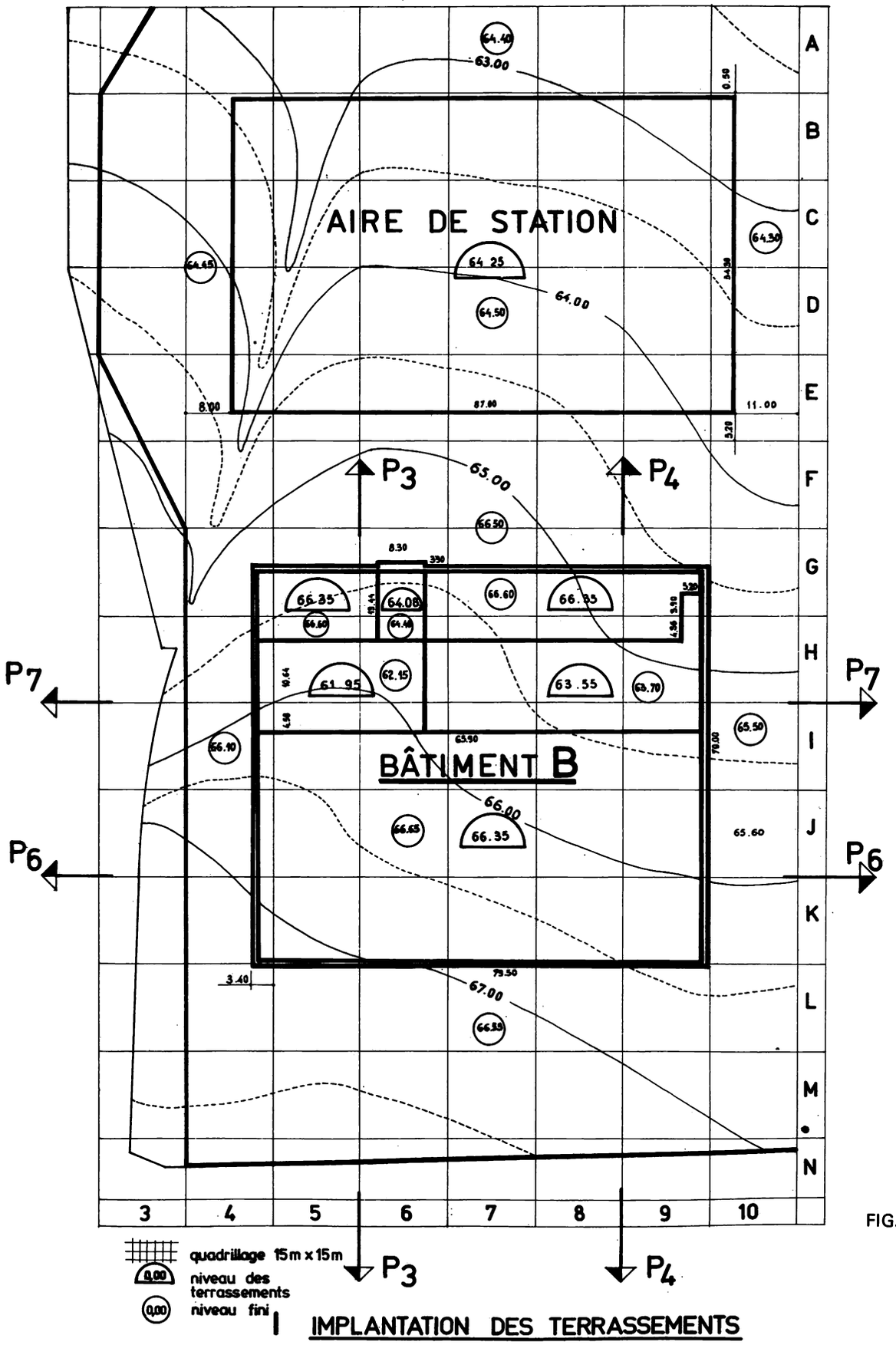


FIG. 4

IMPLANTATION DES TERRASSEMENTS

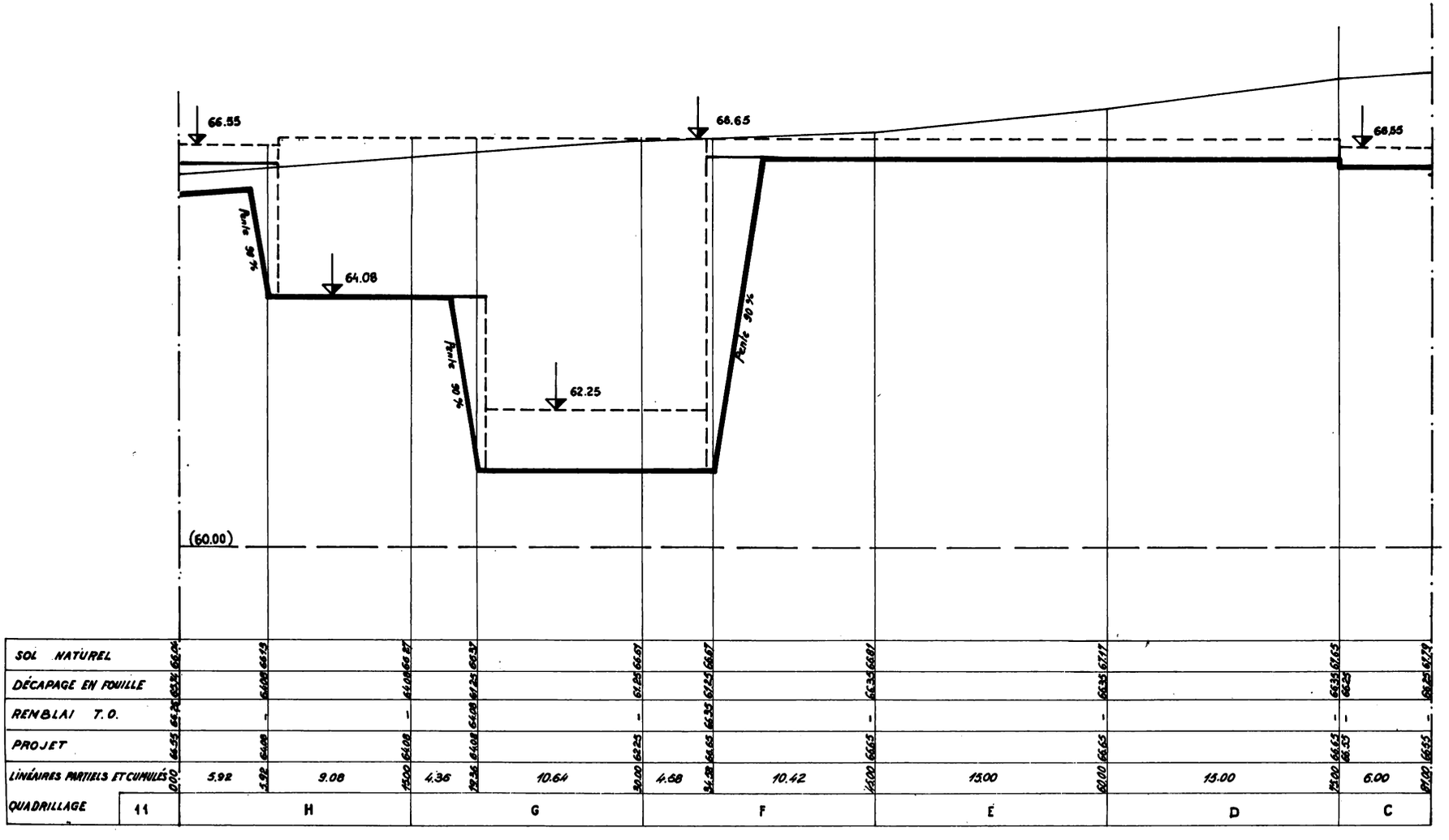


FIG. 5

PROFIL EN LONG P_7

Légende.

Fouille	———
Projet	- - - - -
Remblai	———
Terrain naturel	———

3 Éléments de référence

Sur quels éléments se base-t-on ?

3.1 Alignement de référence

Il est choisi dans chaque cas particulier en fonction des voies construites ou non et suivant des repères ou points fixés par le service de voirie (*fig.* 2, 6 et 7) :

Exemples :

- axe de la voie publique;
- arête supérieure de la bordure du trottoir;
- alignement des édifices existants;
- repères fixés à la demande du constructeur (cas fréquent dans les lotissements).

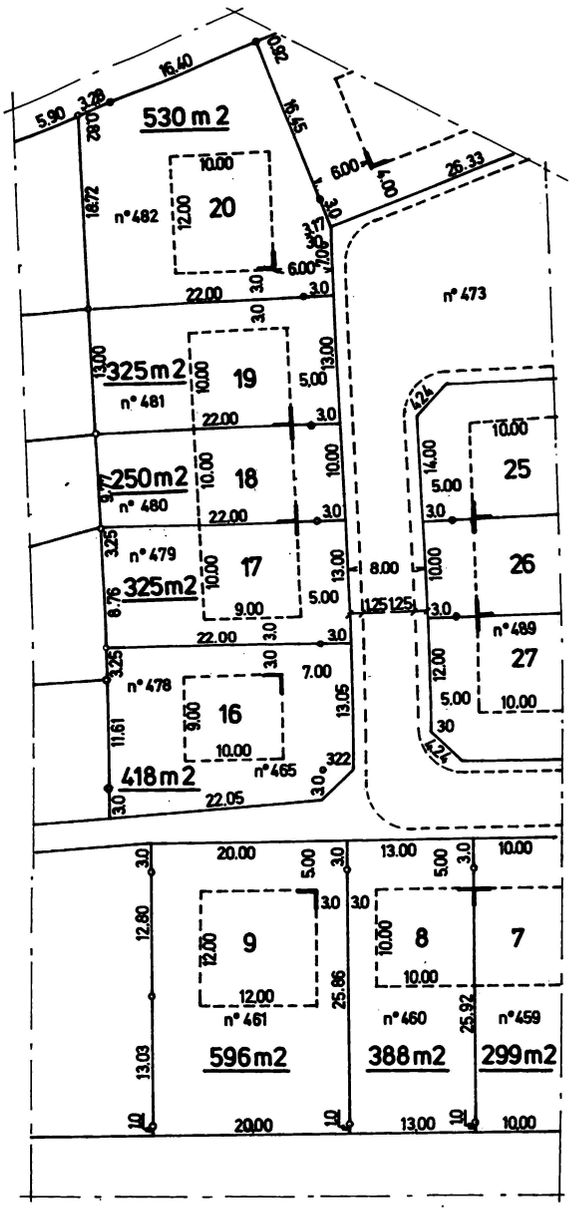
3.2 Repères de nivellement (*fig.* 8)

Comme précédemment, les éléments favorables servent, par exemple :

- un point déterminé d'un niveau supérieur de la bordure de trottoir;
- le tampon d'une bouche d'égoût ou mieux, le radier en vue de l'évacuation possible des eaux pluviales;
- un repère tracé sur un pilier ou sur un seuil.

Les repères de nivellement peuvent être rattachés au N.G.F. (niveau général de la France) ou affectés d'une cote de niveau conventionnelle (*fig.* 9 et 10).

FIG. 6



Légende L implantation obligatoire
----- zone d'implantation

EXTRAIT DE PLAN DE LOTISSEMENT

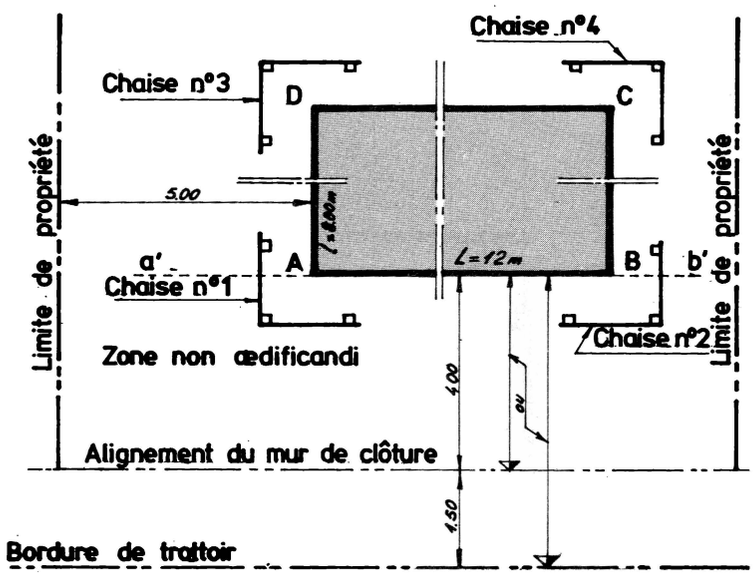


FIG. 7. – **Schéma de principe.**

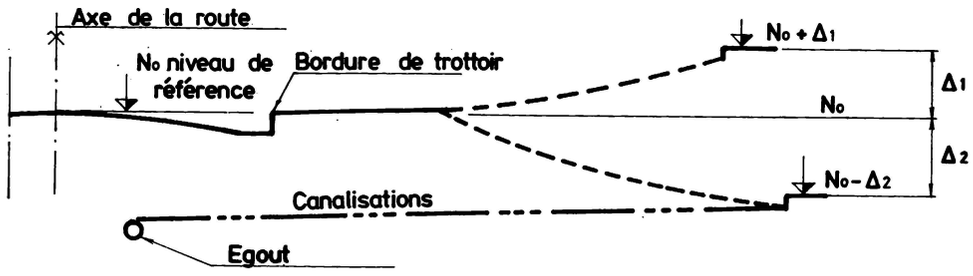


FIG. 8. – **Coupe transversale.**

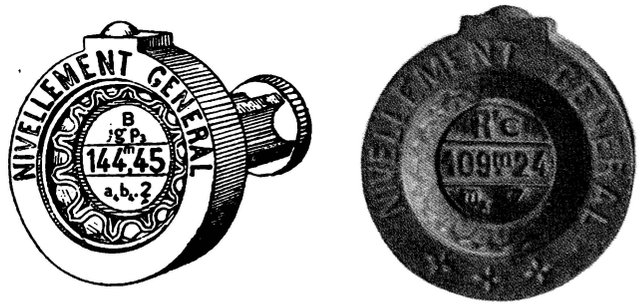


FIG. 9. – **Repère cylindrique, type M.**

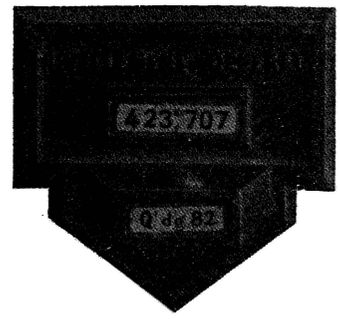


FIG. 10. – **Repère à console.**

4 Comment réaliser l'implantation ?

Quels sont les moyens pratiques ?

4.1 Le piquetage

But recherché : matérialiser au moins deux axes généralement orthogonaux, à l'aide des instruments d'optique (cercle-niveau de chantier) (*fig.* 3 et 11).
Moyen : établir une **base** hors de l'emprise de la construction, parallèlement à l'axe longitudinal du bâtiment.
La base d'implantation sert à obtenir les **lignes directrices** (*fig.* 12).
Sur les grands chantiers, le piquetage est souvent confié au géomètre.

4.2 Le nivellement du terrain

But recherché : situer des repères pour effectuer les déblais ou les remblais à la cote prévue.
Moyen : réaliser un quadrillage à grande maille carrée de côté 10, 15 ou 20 m suivant l'état de surface (voir *fig.* 4).
Les piquets placés à chaque sommet servent à déterminer la cote d'altitude et la profondeur à atteindre.

Quelle méthode est à suivre ?

4.3 Les pratiques du chantier

(phases de l'exécution)

4.31 - Débroussaillage et nivellement grossier.

4.32 - Repérage du bâtiment (piquets aux angles).

4.33 - Mise en place des chaises d'implantation (*fig.* 7 et 13) :
- les chaises d'angles rentrants;
- les chaises d'angles sortants;
- les chaises pour les murs de refend;
- les chaises doubles dans le cas de pentes accentuées.

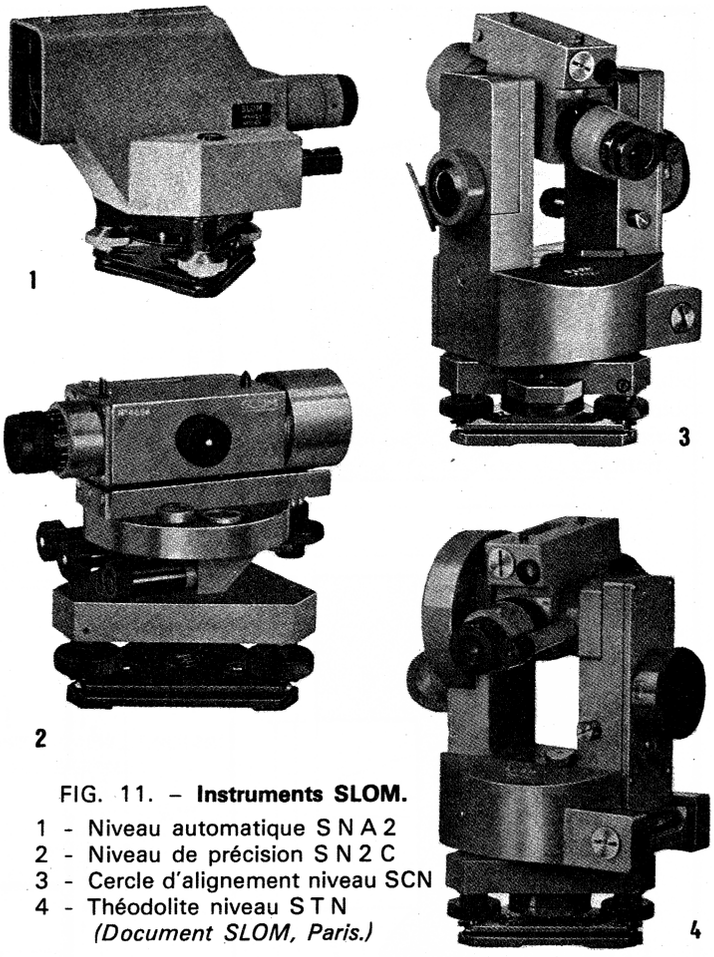


FIG. 11. – **Instruments SLOM.**
1 - Niveau automatique S N A 2
2 - Niveau de précision S N 2 C
3 - Cercle d'alignement niveau SCN
4 - Théodolite niveau S T N
(Document SLOM, Paris.)

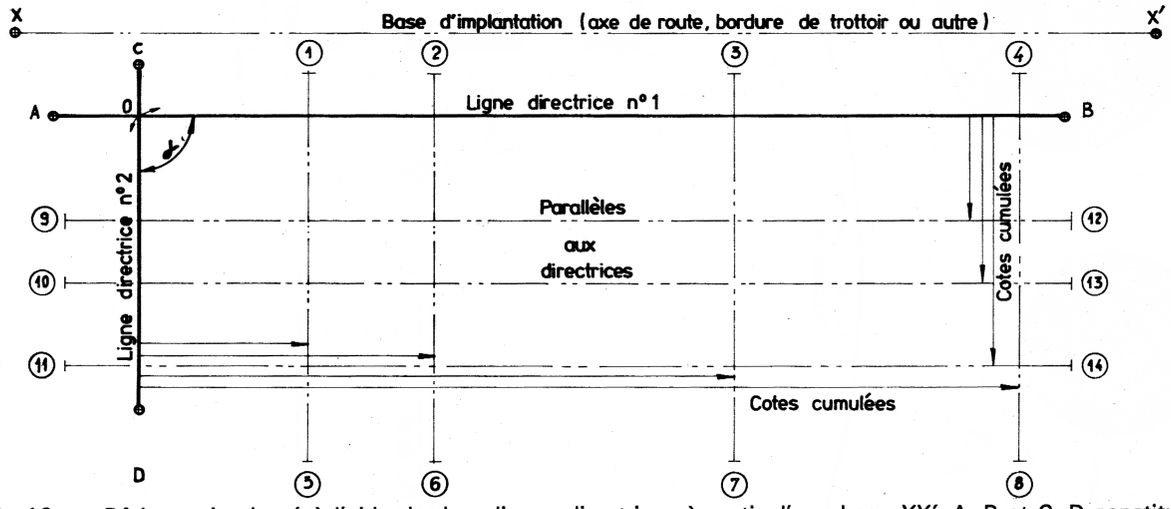


FIG. 12. – Bâtiment implanté à l'aide de deux lignes directrices à partir d'une base *XX'*. A, B et C, D constituent des repères principaux. L'intersection des lignes directrices en O donne l'origine des mesures à prendre sur elles. Les chaises sont établies ensuite en 9-12, 10-13, etc.

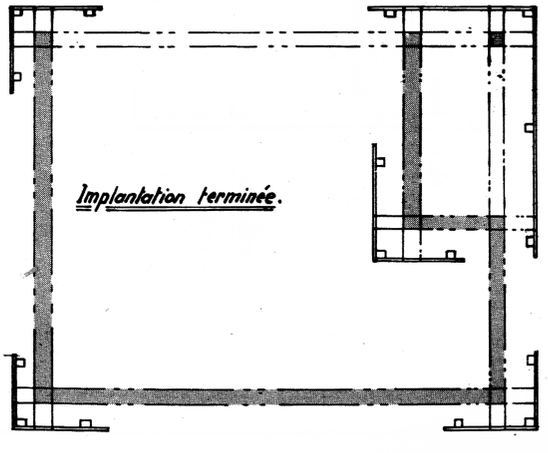


FIG. 13

4.34 - Détermination des **lignes principales** du bâtiment en les matérialisant par des cordeaux ou du fil recuit placés sur les chaises (*fig.* 12).
Le **report des cotes** s'effectue :
- en mesurant sur une horizontale (*fig.* 14);

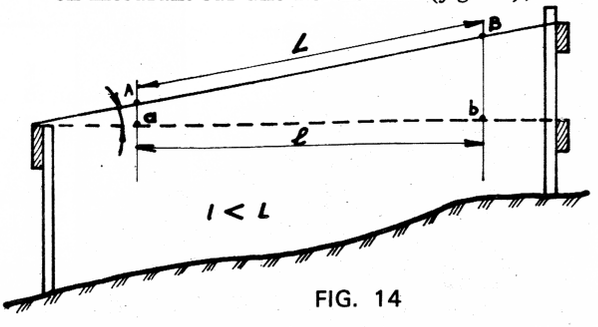


FIG. 14

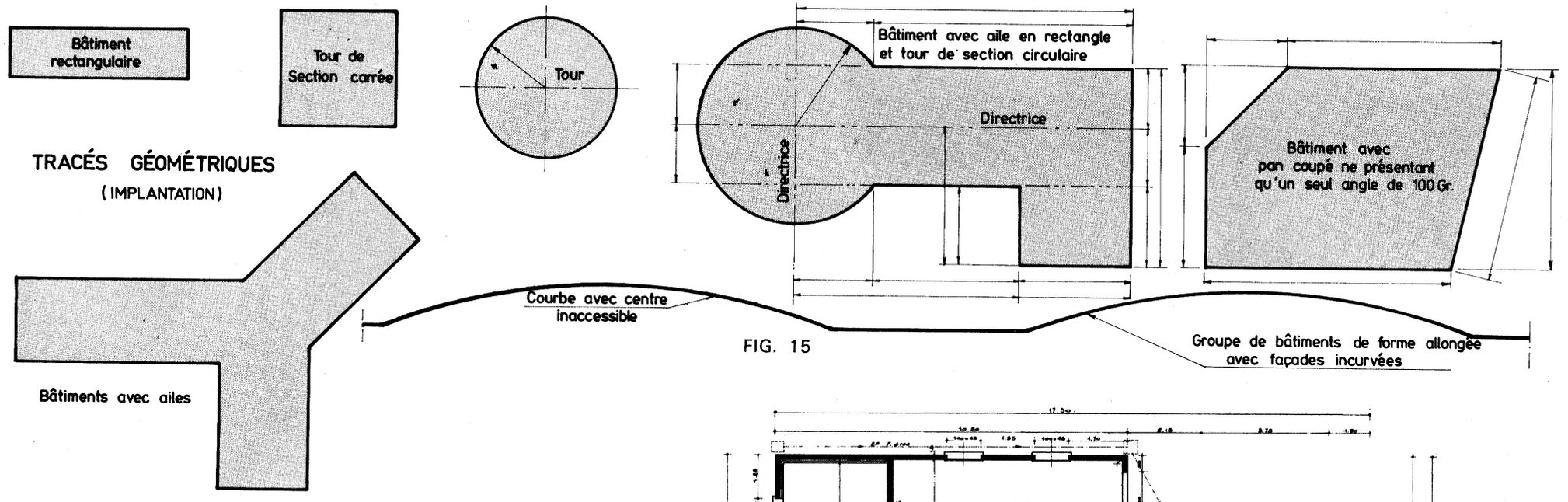


FIG. 15

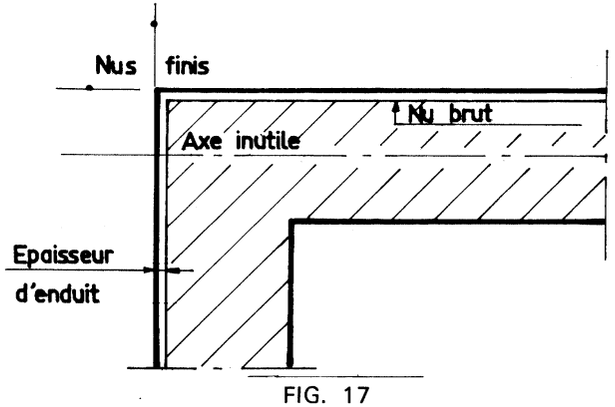


FIG. 17

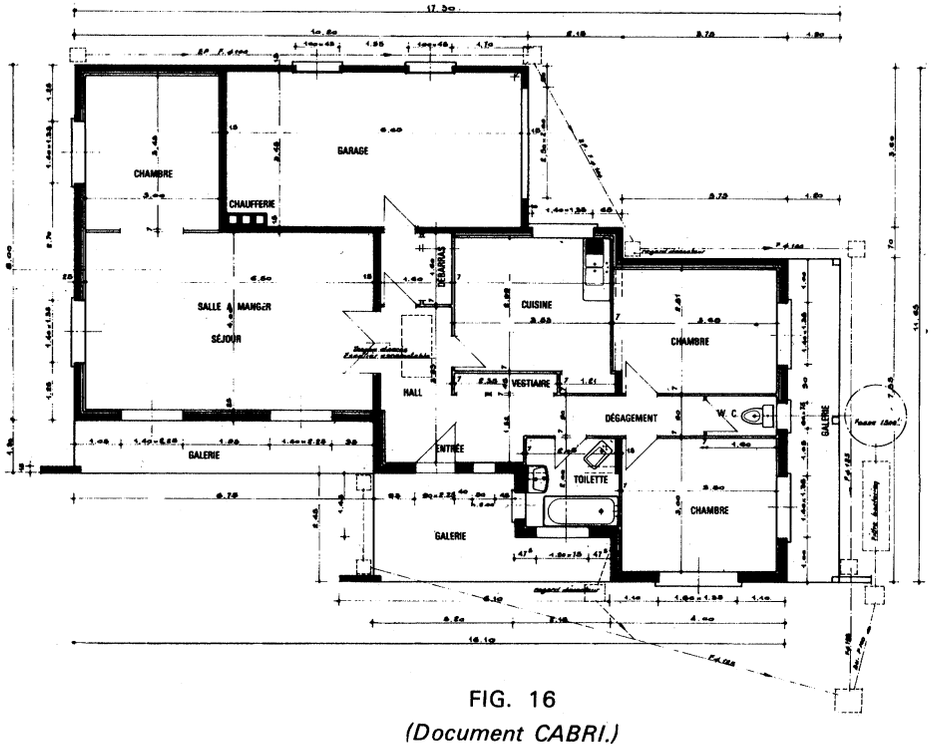


FIG. 16

(Document CABRI.)

- en procédant par cotes cumulées à partir d'une même origine (*fig.* 12 et 16)..

Pour tracer une **parallèle,** il faut évidemment mesurer sur une perpendiculaire à l'alignement initial (*fig.* 16 et 17) :

- **les poteaux et les semelles** sont implantés suivant leurs axes (*fig.* 18);
- **les angles** sont obtenus avec les instruments d'optique, ou à la rigueur en appliquant le théorème de Pythagore pour les angles à 90° (*fig.* 19).

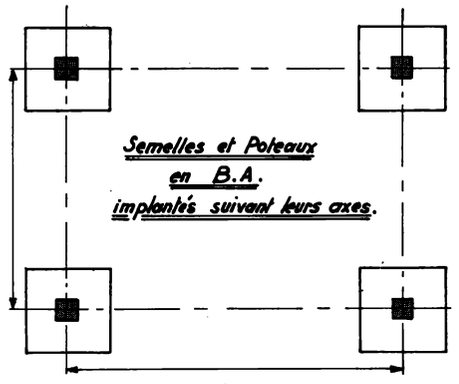


FIG. 18

5 Responsabilité de l'entreprise

Aspect juridique ?

L'implantation est à la charge de l'entreprise qui engage sa responsabilité.

L'entrepreneur doit vérifier que les dimensions portées sur les plans concordent avec les constatations effectuées sur le terrain.

Le piquetage ayant servi à l'implantation est laissé sur le terrain afin d'en permettre la vérification contradictoire.

Pour les gros chantiers, c'est l'entrepreneur qui demande à l'architecte, la vérification contradictoire de son piquetage. L'architecte désigne alors un expert qui sera payé par l'entrepreneur, suivant le cahier des prescriptions spéciales du chantier.

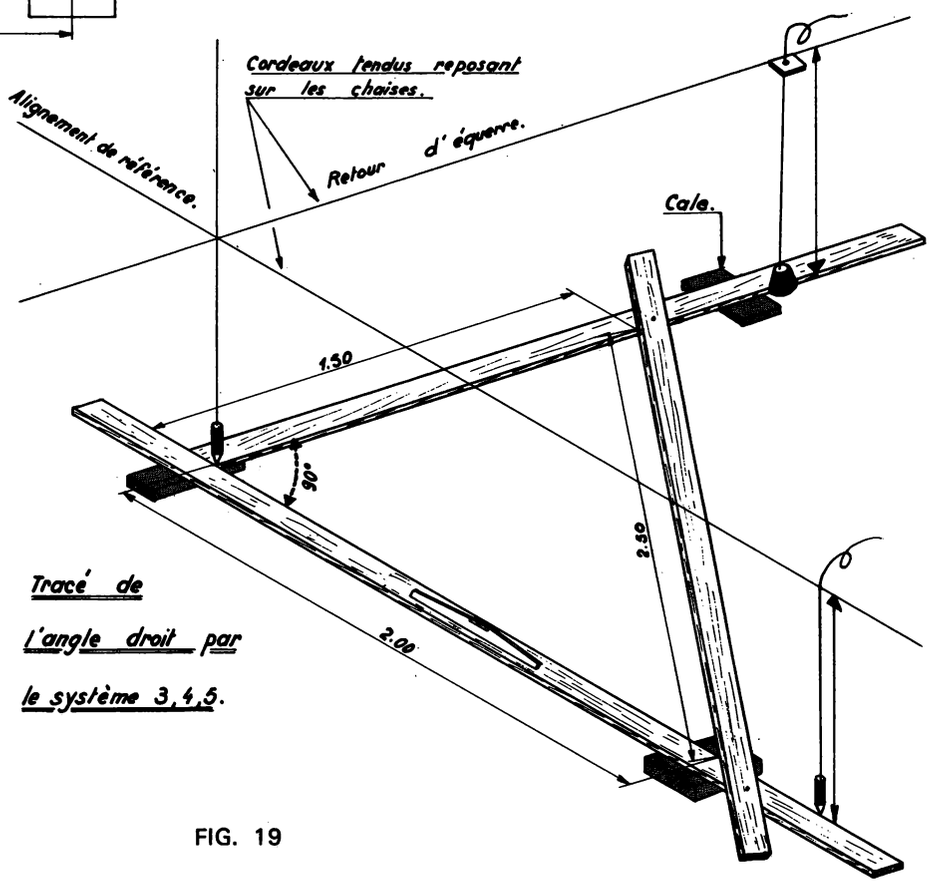


FIG. 19

QUESTIONNAIRE SUR L'IMPLANTATION ET RÉPONSES

Quel est le problème à résoudre ?	*Matérialiser un tracé géométrique.*
Quels sont les éléments de référence	*pour l'alignement ?* / *pour le nivellement ?* — *Réponse au § 3.*
Comment implanter ?	*qu'est ce qu'une base ?* / *qu'est-ce qu'une ligne directrice ?* / *où placer les chaises ?* / *comment reporter les cotes ?* — *Voir les figures 7 et 12.*

FIG. 1

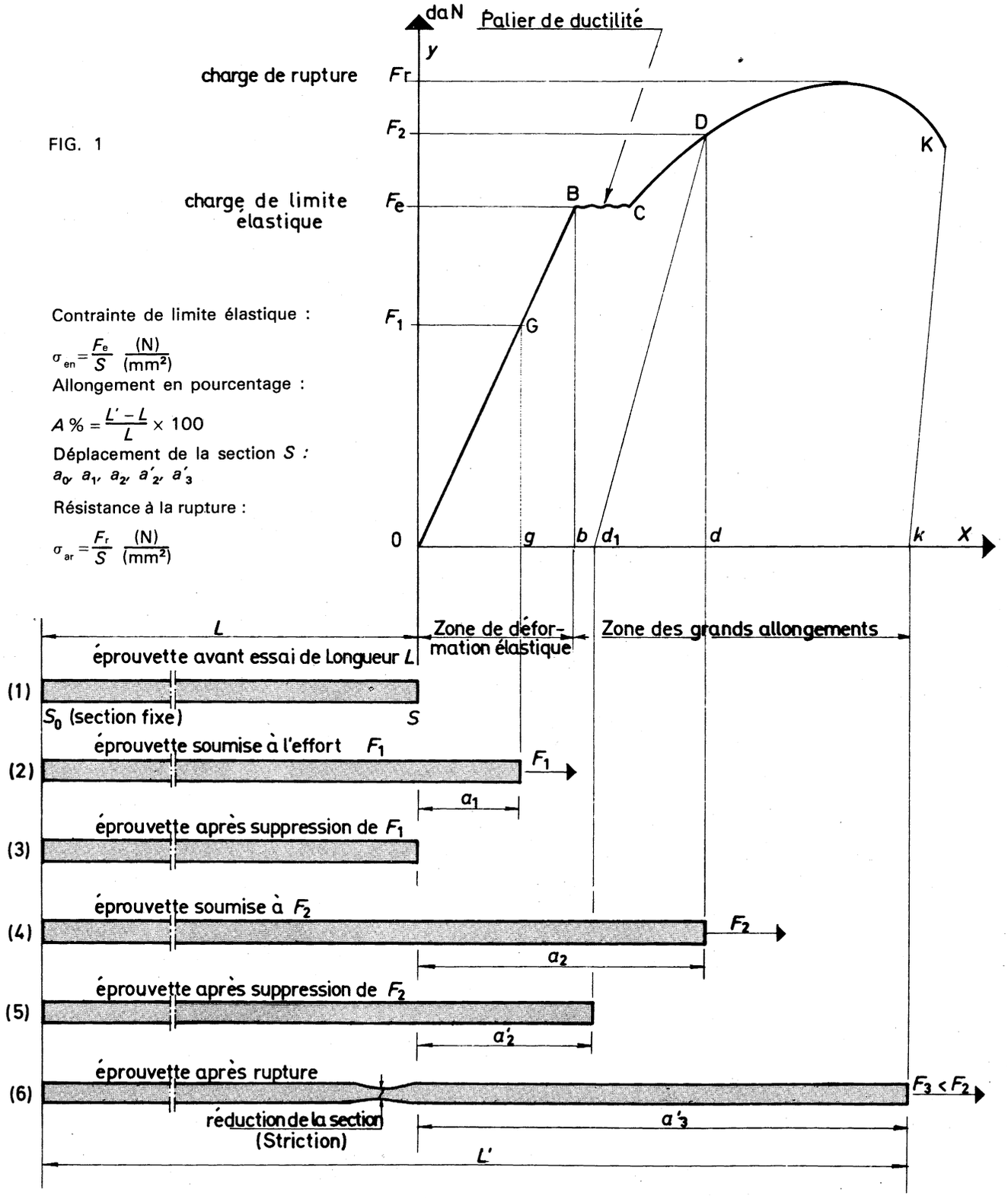


FIG. 2

SCHÉMA DE PRINCIPE DU DIAGRAMME DE L'ESSAI DE TRACTION

(Les allongements ont été considérablement amplifiés.)

2. ACIERS POUR BÉTON ARMÉ

1 Comment s'obtient l'acier ?

1.1 La métallurgie de l'acier comporte deux opérations essentielles

1. – Production de la fonte par **réduction à chaud du minerai** au moyen de l'oxyde de carbone, produit par la combustion incomplète du coke dans un haut fourneau.

2. – Transformation de la fonte en acier par **décarburation** plus ou moins complète dans les aciéries et adjonction éventuelle de certains métalloïdes et métaux : c'est l'affinage de la fonte.

1.2 L'affinage de la fonte est réalisé principalement par deux méthodes

1. – **Soufflage de l'air** au travers de la fonte en fusion dans des convertisseurs THOMAS ou BESSEMER ou plus récemment dans des appareils utilisant **l'oxygène pur** (procédé *Duplex*).

2. – **Fusion de fonte et de ferrailles oxydés,** en proportions variables, sur la sole d'un four à réverbère : four MARTIN en briques réfractaires.

3. – **Désoxydation de la fonte et ferrailles** dans des fours électriques.

2 Essai de traction d'un acier

2.1 But des essais

Les constructions en B.A. doivent résister sans risque de rupture, de détérioration ou d'usure prématurée.

En conséquence, les propriétés mécaniques des aciers employés doivent être connues avec précision.

2.2 Diagramme de l'essai de traction

Il s'effectue par l'enregistrement graphique de l'allongement d'une éprouvette normalisée en fonction de la charge (*fig.* 1 et 2).

2.21 - La partie OB correspond à la période de **déformation élastique.**

Les allongements sont sensiblement proportionnels aux charges.

Si l'effort cesse, le barreau reprend sa longueur initiale.

2.22 - Le point B marque la fin de la période élastique. La charge correspondante F_e est la charge de **limite élastique.**

2.23 - La partie de courbe BCDK correspond à une période de **déformation permanente** où les allongements ne sont plus proportionnels aux charges.

Pour un effort F_2, l'allongement est a_2 si on supprime la charge, l'éprouvette conserve un allongement a'_2.

2.24 Enfin pour un effort F_r, la **rupture** s'effectue après réduction de la section (striction).

2.3 Résultats de l'essai de traction

L'essai de traction permet de définir plusieurs grandeurs qui sont caractéristiques du métal essayé :

- la limite apparente élastique : σ_{en};
- la contrainte de rupture : σ_{ar};
- l'allongement de rupture : ζ_{ar};
- le module d'élasticité : E_a.

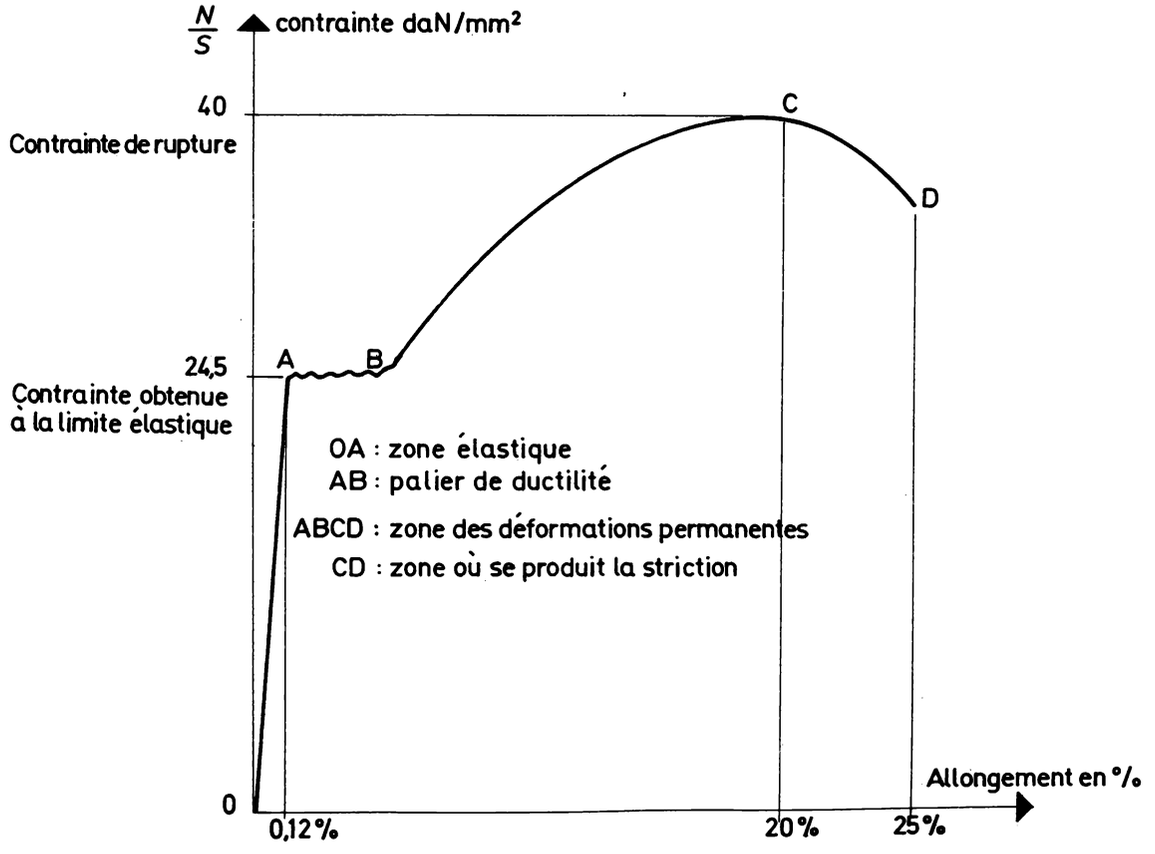


FIG. 3. – **DIAGRAMME DE TRACTION D'UN ACIER DE NUANCE DOUCE.**

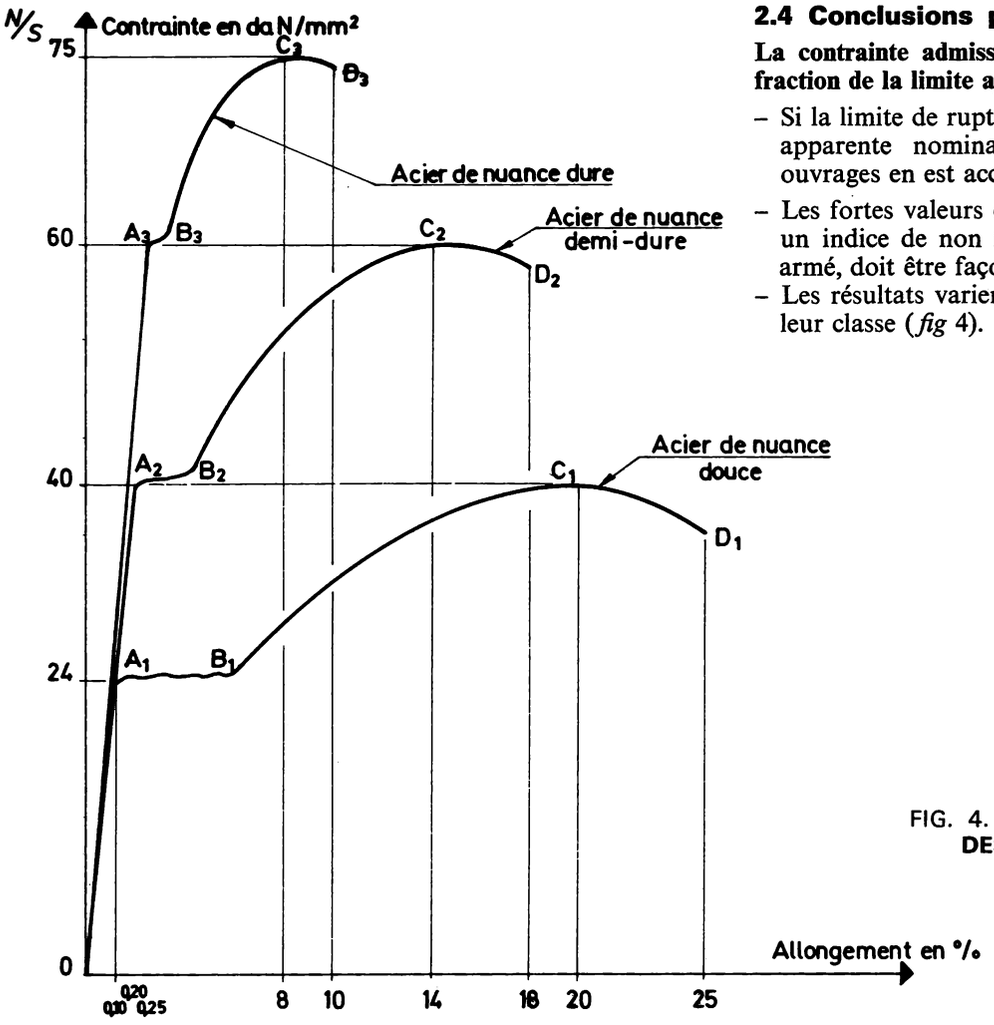


FIG. 4. – **DIAGRAMMES DE TRACTION DES ACIERS UTILISÉS EN B.A.**

2.4 Conclusions pratiques

La contrainte admissible pour les aciers n'est qu'une fraction de la limite apparente nominale d'élasticité.

- Si la limite de rupture est assez éloignée de la limite apparente nominale d'élasticité, la sécurité des ouvrages en est accrue.
- Les fortes valeurs de l'allongement de rupture sont un indice de non fragilité du métal qui, en béton armé, doit être façonné.
- Les résultats varient selon les nuances des aciers et leur classe (*fig* 4).

3 Caractéristiques des aciers utilisés dans les ouvrages en B.A.

Module d'élasticité E = 20 à 22 × 10^4 N/mm²

Nuance et désignation de l'acier	% de C	Limite élastique		Contrainte de rupture		Allongement de rupture en %	Utilisation
		N/mm²	daN/mm²	N/mm²	daN/mm²		
A 25 **Nuance douce**	0,2 à 0,3	220 à 280	22 à 28	350 à 450	35 à 45	20 à 30	Ouvrages en B.A., aciers de levage et manutention des éléments préfabriqués. En raison de la facilité du façonnage, ces aciers servent à réaliser les armatures secondaires (cadres, étriers).
A 45 **Nuance demi-dure**	0,3 à 0,4	360 à 450	36 à 45	450 à 650	45 à 65	12 à 20	Ouvrages en B.A., aciers de construction à adhérence améliorée. Ils sont utilisés en barres longitudinales de traction et compression.
A 50 **Nuance dure**	0,4 à 0,5	450 à 650	45 à 65	650 à 750	65 à 75	8 à 15	Réalisation de pièces d'appui des ouvrages d'art, d'armatures de bétons subissant des efforts locaux de compression sous l'effet de charges ponctuelles.
La dureté et la résistance augmentent avec la teneur en carbone. Les allongements de rupture diminuent avec la teneur en carbone.							

4 Écrouissage des aciers

4.1 But de ce traitement

Il consiste à modifier les caractéristiques mécaniques d'un acier de nuance généralement douce, sans modification de sa composition, soit par :

- une torsion (*fig.* 5 et 6);
- une traction (*fig.* 7);
- une torsion et une traction.

4.2 Effet de la torsion

Il conduit à une excellente homogénéisation des propriétés mécaniques pour les barres de section circulaire.

Le graphique traction-allongement d'une barre en acier doux Thomas, obtenu avec torsion, permet de constater (*fig.* 8) que :

- le palier de ductilité disparaît;
- la limite élastique passe de 240 N/mm² à 400 N/mm² au moins;
- la contrainte de rupture atteint 500 N/mm²;
- l'allongement de rupture diminue en restant supérieur à 14 %.

Les aciers de nuance dure peuvent également être écrouis (*fig.* 9).

FIG. 6

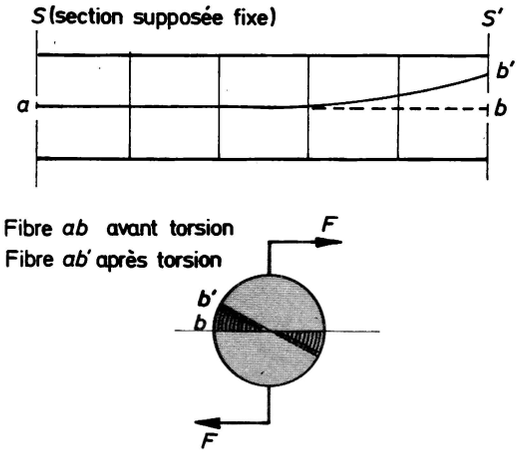


FIG. 5. – **Couple de torsion** *F*.

Les contraintes exercées sont plus fortes sur le contour extérieur de la section. L'écrouissage par torsion est plus efficace pour les petits diamètres.

5 Caractéristiques des aciers

5.1 Ronds lisses

Classe	Limite élastique	
	σ en N/mm²	σ en bars
Fe E 22	216	2 160
Fe E 24	235	2 350
Fe E 34	334	3 340

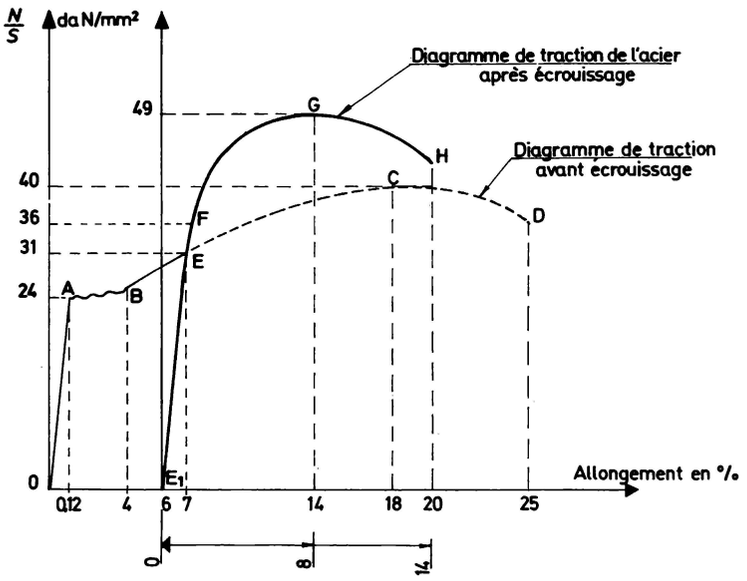


FIG. 7. – **Diagramme d'écrouissage d'un acier de nuance douce par traction.** Le diagramme OABECD est celui de l'acier de nuance douce avant écrouissage. L'opération d'écrouissage a été effectuée en appliquant un effort de traction à la barre tel que la contrainte supérieure à la limite élastique soit de 31 daN/mm². La suppression de l'effort de traction permet de constater un allongement permanent de l'ordre de 6 %, origine du nouveau diagramme d'essai de traction de la même barre. On constate, dans le 2e essai, que le palier de ductilité a disparu.

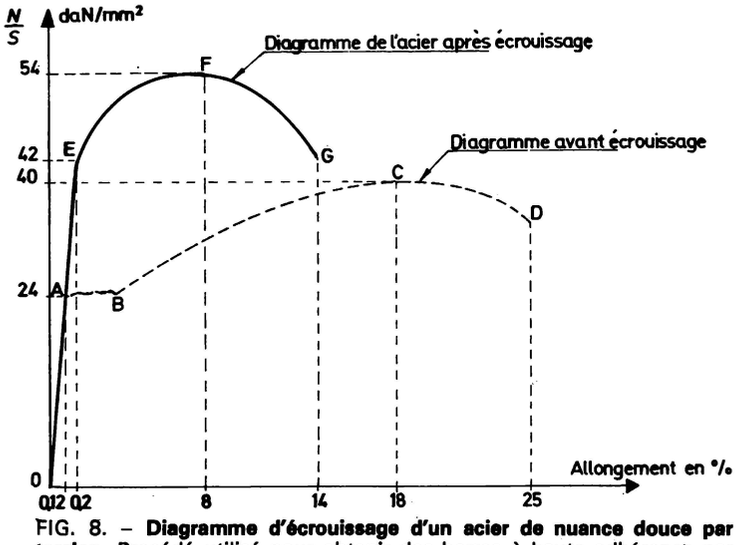


FIG. 8. – **Diagramme d'écrouissage d'un acier de nuance douce par torsion.** Procédé utilisé pour obtenir des barres à haute adhérence par torsion de la barre à partir d'un acier doux Thomas. La limite élastique et la charge de rupture augmentent mais l'allongement de rupture diminue.

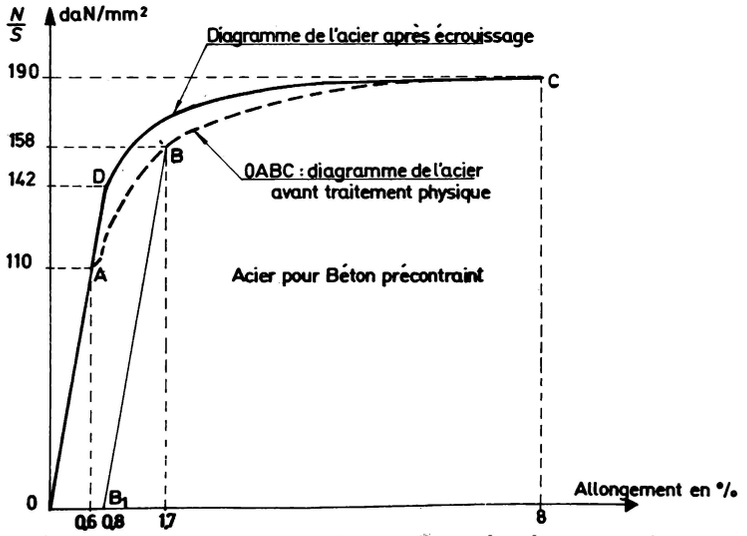


FIG. 9. – **Diagramme d'écrouissage d'un acier de nuance dure par traction.** La contrainte de 158 daN/mm² imposée à l'acier a permis d'obtenir une contrainte à la limite élastique s'élevant à 142 daN/mm² au lieu de 110 daN/mm² avant écrouissage. L'allongement correspondant au point B du diagramme devient B_1 après suppression de l'effort de traction.

5.2 Barres à haute adhérence
5.21 - Formes et dimensions

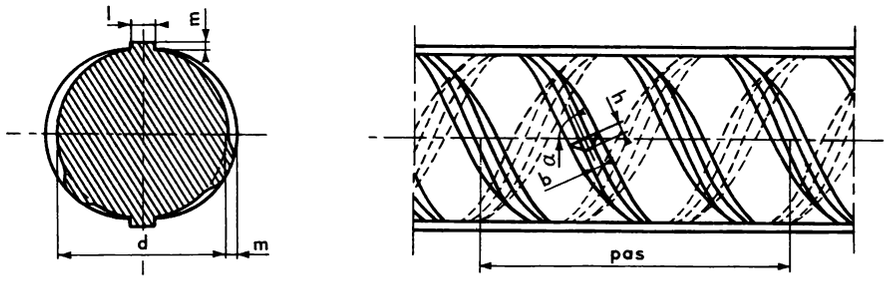
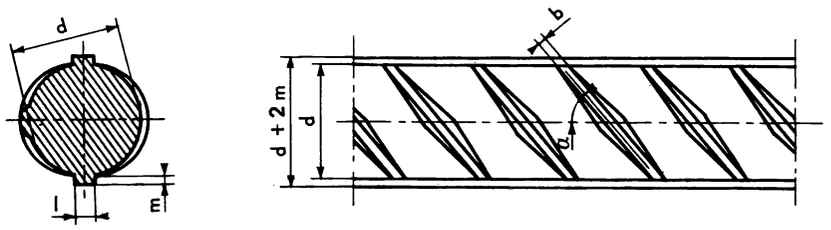
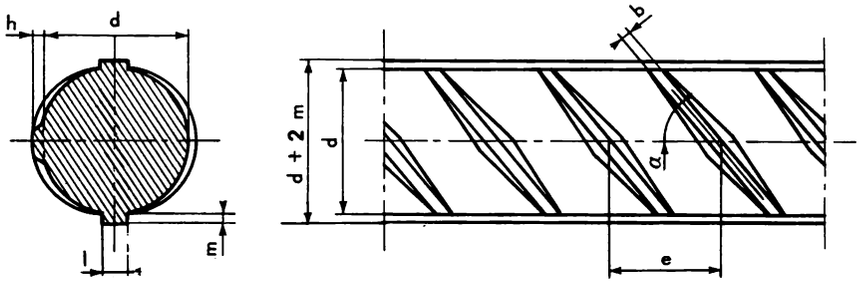
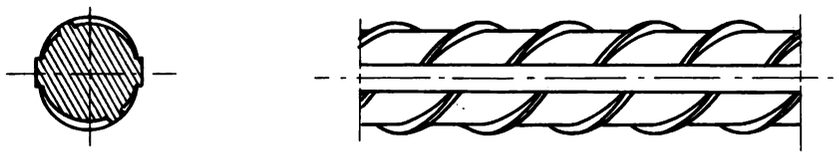
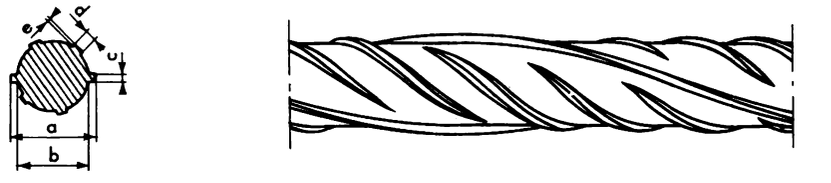
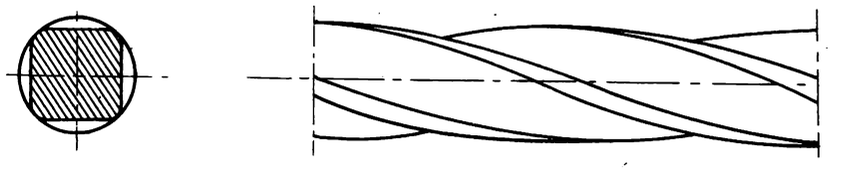
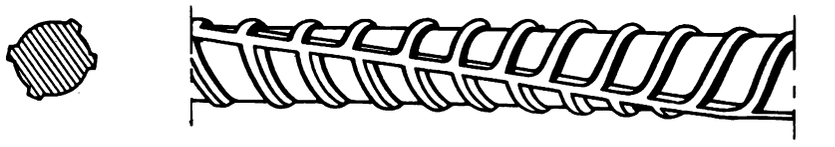
Nom du produit Nature et aspect Diamètres fournis	Formes de la section transversale et de la surface latérale
NERSID Lettre N Acier naturellement dur. ⌀ : 8 - 10 - 12 - 14 - 16 - 20 - 25 - 32 - 40. Il se présente sous la forme d'un rond muni de 2 nervures longitudinales et de demi-nervures hélicoïdales dont la hauteur devient nulle au raccordement avec les nervures longitudinales. *Désignation sur Dessin :* lettre N.	
BRETEUIL DN Lettres **BR** Acier naturellement dur. ⌀ : 8 - 10 - 12 - 14 - 16 - 20 - 25. Il se présente sous la forme d'un rond muni de 2 nervures longitudinales opposées et de 2 rangs de nervures obliques.	
CREFOR Lettres **CR** Acier naturellement dur. ⌀ : 10 - 12 - 14 - 16 - 20 - 25. Avec nervures longitudinales et nervures obliques.	
NERVEX Lettres **NX** Acier naturellement dur. ⌀ : 6 - 8 - 10 - 12 - 14 - 16 - 20 - 25. Avec 2 nervures longitudinales entre lesquelles sont disposés des créneaux obliques.	
TOR Lettre **T** Acier doux écroui par torsion. ⌀ : 5 - 6 - 8 - 10 - 12 - 14 - 16 - 20 - 25 - 32 - 40. Il se présente sous forme d'un rond pourvu de 2 nervures hélicoïdales. Les diamètres supérieurs à 10 mm comportent des verrous obliques de pentes différentes de celle des nervures.	
CARON Lettre **C** Acier doux écroui par torsion. ⌀ : 6 - 8 - 10 - 12 - 14 - 16 - 20 - 25 - 32 - 40. Son aspect est celui d'un laminé carré à angles arrondis, déformé par torsion.	
TENTOR Lettres **TT** Acier doux écroui par traction et torsion. ⌀ : 6 - 8 - 10 - 12 - 14 - 16 - 20 - 25 - 32. Il se présente sous la forme d'un rond muni de 2 nervures hélicoïdales entre lesquelles sont disposés des créneaux obliques.	

Tableau avec forme des sections

5.22 Caractéristiques mécaniques

Classes	R : Résistance à la rupture à titre indicatif		Limite élastique σ_{en} ou σ'_{en}			Allongement minimal en %	Diamètre maximal en mm
	en N/mm²	en bars		en N/mm²	en bars		
Fe E 40 A Fe E 40 B	480	4 800	d ⩽ 20 d > 20	412 390	4 120 3 900	14	40
Fe E 45				440	4 400	—	32
Fe E 50	550	5 550		490	4 900	10	16

NOTA : La limite apparente d'élasticité est la limite conventionnelle d'élasticité à 0,2 % d'allongement rémanent. Les valeurs de la limite d'élasticité nominale sont établies en rapportant les charges obtenues à la section nominale de la barre et non à la section réelle.

Caractères d'adhérence

Le coefficient de fissuration est pris égal à : $\eta = 1{,}6$ et le coefficient de scellement $\psi_d = 1{,}5$; ces coefficients étant les mêmes pour tous les aciers à haute adhérence.

Remarques : la désignation des aciers sur les dessins est par exemple la suivante :

8 HA 20 (E 40 A) qui signifie : 8 barres à haute adhérence de 20 mm de diamètre nominal et de classe Fe E 40 A.

Si les aciers sont d'un type agréé l'indication HA est remplacée par la désignation abrégée de l'acier; pour désigner l'acier Tor par exemple, il suffit d'écrire : 8 T 20, indication suivie de la longueur développée de la barre.

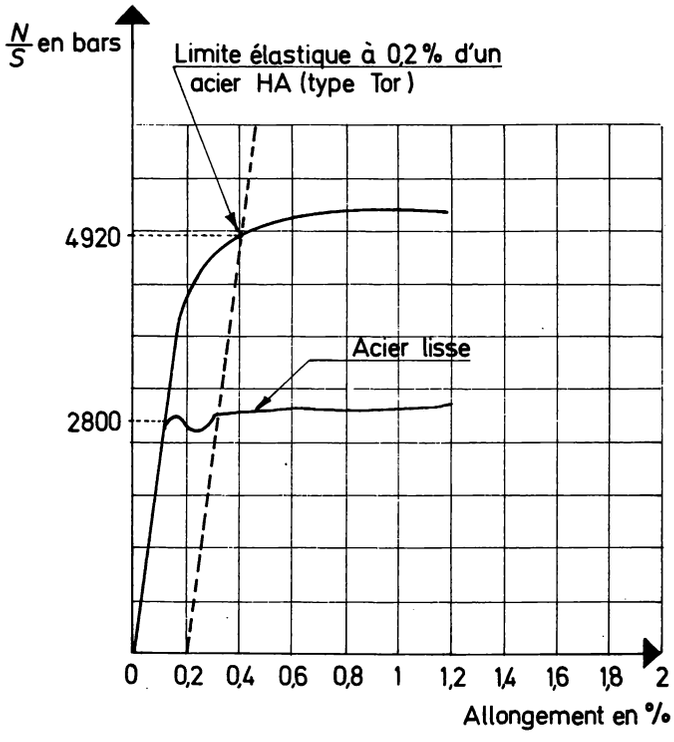


FIG. 10. – **Limite élastique de l'acier.**

La limite élastique à prendre en considération dans les calculs de béton armé est la limite conventionnelle d'élasticité à 0,2 % d'allongement rémanent. On obtient cette limite graphiquement à partir du diagramme charges-allongement.

5.23 - Exemple de fiche d'identification

Les fiches d'identification

Chaque type d'armature à haute adhérence fait l'objet d'une fiche d'identification délivrée au producteur et qui comporte entre autres :

- la classe de l'acier;
- la nature de l'acier et sa teneur en carbone;
- les caractères géométriques des sections (paramètres définissant la forme de la section);
- les caractères d'adhérence;
- les caractéristiques mécaniques garanties;
- les recommandations d'emploi; les conditions de cintrage, de façonnage, de soudage.

Longueurs courantes :
10 à 15 m. Au-dessus de certains diamètres, il peut être fourni des barres plus longues.

Caractères mécaniques garantis

Classe : Fe E 40 A

Limite d'élasticité minimale σ'_{eg}	(daN/mm²)	$d \leqslant 20 \Rightarrow 42$ daN/mm² $d > 20 \Rightarrow 40$ daN/mm²
	(hbar)	$d \leqslant 20 \Rightarrow 41{,}2$ $d > 20 \Rightarrow 39{,}2$
Contrainte minimale de rupture par traction σ'_{arg}	(daN/mm²)	48,5
	(hbar)	47,6
Allongement minimal de rupture ε_{arg}	(%)	14
Diamètre maximal du mandrin pour essai de pliage à 180°	$d \leqslant 12$ $12 < d \leqslant 16$ $16 < d \leqslant 25$ $25 < d \leqslant 32$ $32 < d \leqslant 40$	2,5 d 3 d 3,5 d 5 d 7 d
Diamètre maximal du mandrin pour essai de pliage-dépliage	$d \leqslant 12$ $12 < d \leqslant 16$ $16 < d \leqslant 25$ $25 < d \leqslant 32$ $32 < d \leqslant 40$	5 d 6 d 8 d 10 d 12 d

Désignation commerciale :
Acier TOR.
Les producteurs garantissent que la désignation ci-dessus s'applique exclusivement aux armatures faisant l'objet de la présente fiche. Celle-ci ne couvre pas d'acier TOR d'autres provenances.
Désignation sur les dessins :
Lettre T suivie de l'indication du diamètre nominal.
Élaboration :
Acier doux laminé à chaud, écroui ensuite par torsion à froid. Teneur maximale en carbone 0,18 %.

Caractères géométriques

Description :
Rond pourvu de deux nervures hélicoïdales; les diamètres supérieurs à 10 mm comportent en plus des verrous obliques, de pente différente de celle des nervures continues, de même sens qu'elles et ne les touchant pas.
Croquis :

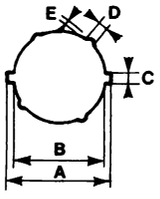


FIG. 11

Diamètres nominaux, sections nominales et masse au mètre :

Diamètre nominal (en mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
Section nominale (en cm²)	0,196	0,283	0,503	0,785	1,131	1,539	2,011	3,142	4,909	8,042	12,566
Masse d'un mètre de barre (en kg) :											
– Minimal	0,139	0,200	0,366	0,556	0,810	1,135	1,480	2,340	3,700	6,100	9,500
– Nominal	0,154	0,222	0,395	0,617	0,888	1,208	1,578	2,466	3,854	6,313	9,864
– Maximal	0,169	0,250	0,430	0,680	0,960	1,285	1,680	2,590	4,000	6,600	10,250

(Documentation Sté Acier TOR.)

Tolérances :

Les tolérances sont celles de l'article 6 du fascicule IV, titre I.

Paramètres définissant la forme de la section transversale :

Les cotes sont données en millimètres.

Diamètre nominal	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
Diamètre d'encombrement A	6	7,10	9,45	11,80	14,20	16,60	18,85	23,60	29,60	38,00	47,50
B	5	5,93	7,90	9,88	11,85	13,82	15,80	19,75	24,70	31,60	39,50
Hauteur min. des nervures	0,4	0,48	0,64	0,80	0,96	1,12	1,28	1,60	2,00	2,56	3,20
C	0,5	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	2,0	2,5	3,2	4,0
D max.					1,5	2,0	2,0	3,0	3,0	6,0	6,0
E min.					0,48	0,56	0,64	0,80	1,00	1,28	1,60
E max.					1,2	1,4	1,6	2,0	2,5	3,2	4,0
Distance max. entre verrous suivant l'axe					26,4	26,4	26,4	26,4	30,0	38,4	48,0
Pas de torsion maximum	60	72	96	120	144	168	192	240	300	384	480

Recommandations d'emploi

Conditions de cintrage :

Sous réserve du respect de la condition de non-écrasement du béton édictée par ailleurs, les diamètres minimaux des mandrins de cintrage à employer à l'atelier et au chantier sont ceux indiqués au tableau ci-dessous :

Diamètre nominal des barres (en mm)		5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
Diamètre minimal de mandrin de cintrage (en mm)	Étriers et cadres	30	30	30	40	40						
	Ancrages (1)	50	60	80	100	120	140	170	200	250	400	(3)
	Coudes (2)				140	170	200	250	320	400	640	

(1) Toute disposition d'ancrage d'extrémité par courbure.

(2) Changement de direction de l'armature.

(3) S'il est absolument nécessaire de plier des barres de ⌀ 40, les diamètres minimaux sont à convenir au préalable entre le maître-d'œuvre, le bureau de contrôle, le bureau d'études et le façonnier d'armatures.

(Documentation Sté Acier TOR.)

Façonnage :

Il est recommandé d'éviter les à-coups, d'effectuer le façonnage à la machine munie de mandrins à gorge, à une vitesse modérée et régulière inférieure à celle utilisée pour les aciers doux.

Si la température est inférieure à + 5 °C, il convient de réduire si possible la vitesse de cintrage; sinon, de multiplier par 1,5 le diamètre de mandrin du tableau ci-dessus à condition que cette augmentation soit compatible avec les dispositions de l'ouvrage.

Si la température est inférieure à — 5 °C, il est préférable de ne pas cintrer.

Tout dépliage comporte des risques et est formellement déconseillé.

Soudage :

Dans tous les cas où le soudage sera envisagé, on se mettra en rapport avec le producteur ou avec un spécialiste pour en préciser les modalités.

Le soudage de l'acier TOR à l'arc électrique avec électrodes enrobées est possible moyennant les conditions et précautions suivantes :

- vérification de la convenance du matériel et de la qualification du personnel par des essais préalables;
- faible apport d'énergie;
- respect d'un temps de refroidissement entre passes successives.

Dans ces conditions, l'acier TOR peut être soudé :

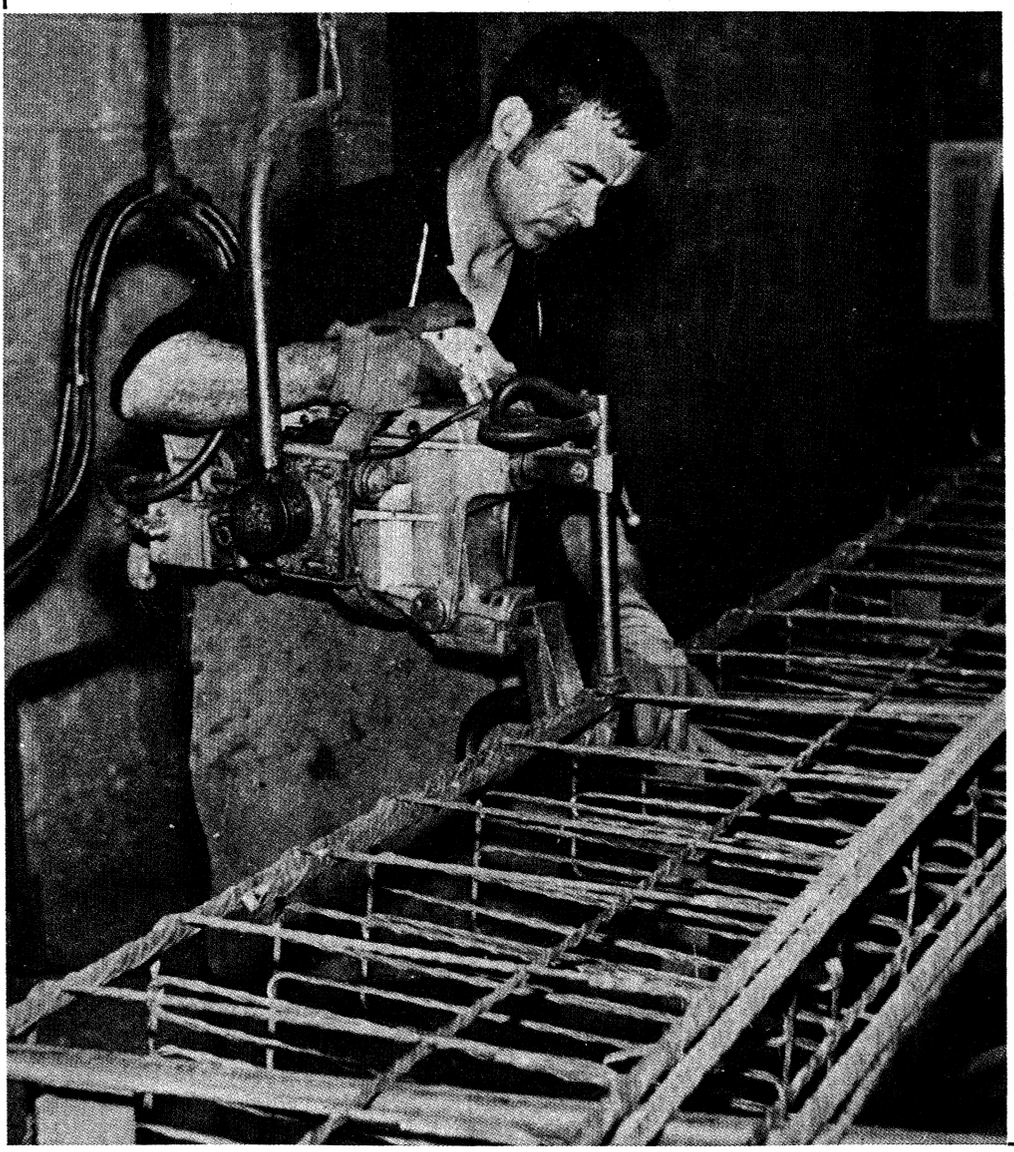
- bout à bout, par passes successives;
- avec recouvrement, par cordon de soudure d'un seul côté, en exécutant le nombre de passes nécessaires.

Sous réserve d'un réglage précis des machines utilisées, il est également soudable bout à bout par étincelage ou par friction.

L'assemblage par soudage d'armatures se croisant peut être fait :

- par résistance, au moyen de machines automatiques, et suivant un programme étudié;
- à l'arc, avec électrodes enrobées, dans des conditions étudiées pour éviter d'une part la fragilisation des barres et, de l'autre, leur recuit.

Le soudage à l'arc sous flux gazeux avec fil électrode fusible peut également être admis dans les divers cas ci-dessus, moyennant les précautions inhérentes à ce mode de soudage.



(Documentation Sté Acier TOR

5.3 Treillis soudés

5.31 - Ils peuvent être formés soit :

- de fils bruts de tréfilage;
- de fils tréfilés à haute adhérence.

Les fils sont assemblés par soudure pour constituer des mailles carrées ou rectangulaires.

5.32 - Les treillis soudés se présentent :

- en rouleaux ($\varnothing \leqslant 5$ mm) (*fig.* 12);

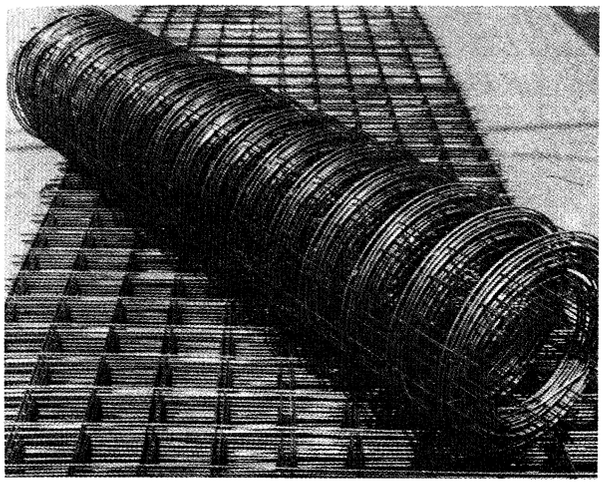


FIG. 12

- en panneaux ($\varnothing \leqslant 12$ mm).

Les espacements entre axes des fils exprimés en millimètres peuvent prendre les valeurs ci-après (*fig.* 13 à 15) :

- pour les **fils porteurs :** 75, 100, 125, 150, 200;
- pour les **fils de répartition :** 50, 100, 150, 200, 250, 300.

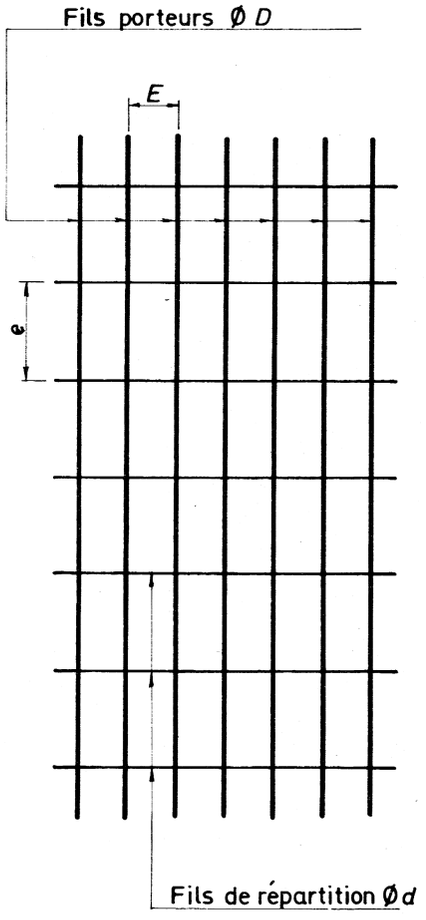


FIG. 13. – **Treillis soudés.**

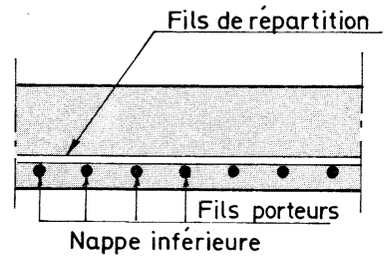
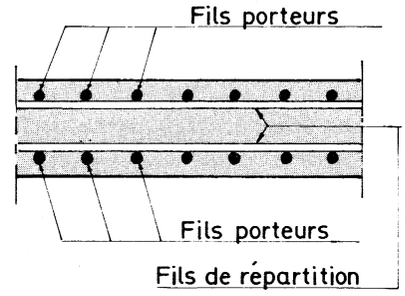


FIG. 14



Nappe inférieure et nappe supérieure.

FIG. 15

Exemple : dalle sur appui intermédiaire nécessitant des chapeaux.

5.33 - Caractéristiques mécaniques :

Diamètre des fils :	Limite d'élasticité :
$\varnothing \leqslant 6$ mm	520 N/mm² soit 5 200 bars
$\varnothing > 6$ mm	441 N/mm² soit 4 410 bars

5.34 - Désignation sur les plans :

Exemple : TS 5/4 100 × 250 désigne un treillis soudé :
- ayant des fils porteurs ⌀ 5 espacés de 100 mm;
- ayant des fils de répartition ⌀ 4 espacés de 250 mm.

5.4 Tôles découpées et étirées (*fig.* 16 et 17)

Elles s'obtiennent par découpage incomplet, dans une tôle d'acier, de lanières parallèles.
Après étirage, chaque maille a la forme d'un losange.

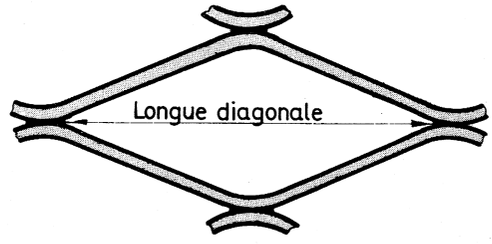


FIG. 16. – Maille d'une tôle découpée et étirée.

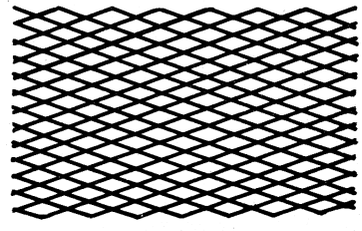


FIG. 17. – **Tôle découpée et étirée.**

Le domaine d'emploi est généralement le même que celui des treillis soudés.
On peut reprocher à ce type d'armature les arêtes vives des lanières qui permettent un certain cisaillement du béton et un enrobage plus difficile qu'avec les treillis soudés.

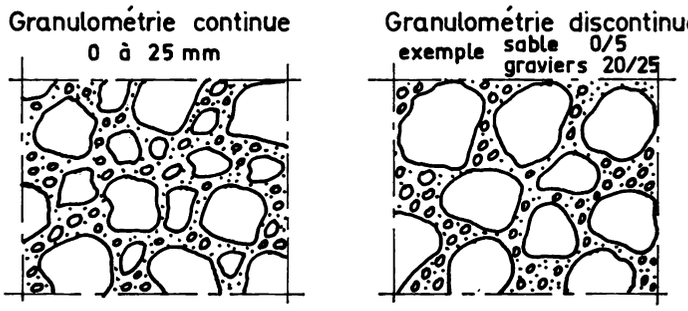


FIG. 1

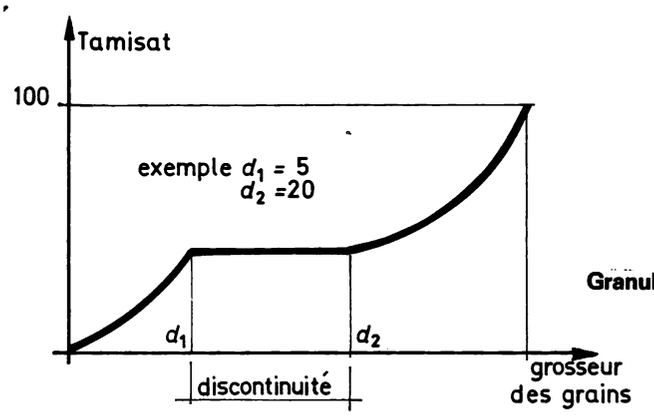


FIG. 2
Granularité discontinue.

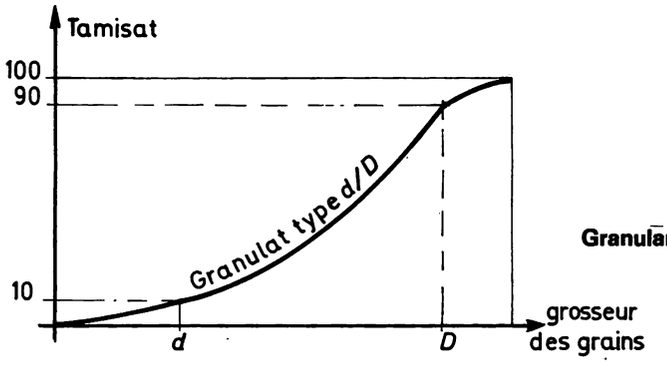
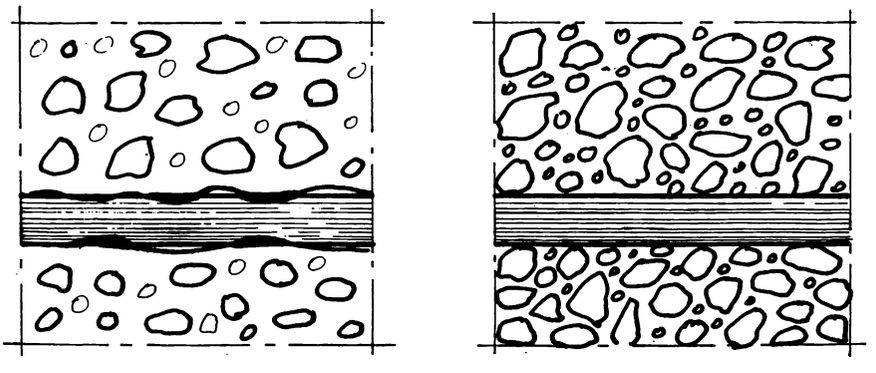


FIG. 3
Granularité continue.



Béton armé à compacité faible (structure peu serrée).
L'acier est mal enrobé et se trouve attaqué.

Structure serrée.
Bonne compacité.
Les aciers sont protégés.

FIG. 4

3. LE BÉTON

C'est un mélange de :
- pâte pure (ciment + eau + air);
- granulats (sables, graviers, cailloux);
- produits d'addition éventuels (adjuvants).

Constituants	Eau	Air	Ciment	Granulats
Pourcentages en volume absolu	18 à 28	1 à 6	7 à 14	60 à 78

1 Composants du béton (Rappel, voir tome « Travaux de maçonnerie et finitions » :

1.1 Granulats

Propriétés requises des granulats.)

naturels
- roulés (granulats de rivière)
- siliceux (ou, et) calcaires durs
- (traités en carrière) concassés

artificiels

→ inertes
→ résistants à la compression
— à l'usure
— au cisaillement
→ ingélifs
→ de surface propre et adhérente
→ de faible porosité
→ de forme favorisant la mise en œuvre et la compacité
→ de couleur suivant les effets architecturaux recherchés (béton clair)

1.11 - Tableau de classement d'après la grosseur des grains

Appellation		Ouvertures limites des mailles des tamis	
Pierres cassées et cailloux	Gros Moyens Petits	50 à 80 31,5 20	
Gravillons	Gros Moyens Fins	12,5 8 5	
Sables	Gros Moyens Fins	1,25 0,31 0,08	Fines, farines, fillers, sont inférieurs à 0,08

1.12 - Granularité continue ou discontinue (*fig.* 1, 2 et 3)

Granularité continue : presque toutes les grosseurs de grains sont présentes, la mise en place du béton est généralement facile mais le dosage en liant est souvent plus élevé pour obtenir une même résistance qu'avec un béton à granularité discontinue.

Granularité discontinue : c'est la plus fréquemment rencontrée. Toutes les grosseurs de grains ne sont pas présentes; les petits grains se logent facilement entre les plus gros sans les écarter.

But recherché : en pratique, il faut souvent utiliser les granulats de la région. **La compacité** maximale du béton, obtenue **avec le minimum de liant,** en vue d'obtenir une **résistance donnée,** est l'objectif essentiel, que ce soit avec une granularité continue ou discontinue.

1.2 Les liants principaux

	Désignation	Appellation	Utilisation	Contre-indications
Sans constituants secondaires	Ciment portland artificiel	C.P.A. 400	Béton armé exigeant des résistances élevées avec court délai de décoffrage	Travaux en grande masse (fondations)
	Ciment portland artificiel	C.P.A. 325	Tous travaux de béton armé	Présence d'eaux agressives Travaux souterrains
Avec constituants secondaires	Ciment portland au laitier	C.P.A.L. 325 ou 400	Tous travaux en B.A. dans l'air, dans le sol ou dans l'eau	Bétons de grande masse → retrait
	Ciment portland aux cendres	C.P.A.C. 325 ou 400	Produits moulés	
	Ciment portland aux pouzzolanes	C.P.A.Z. 325 ou 400		
Ciments à base de laitier	Ciment portland de fer	C.P.F. 250 ou 325	Béton de masse Fondations	Bétonnage par temps froid
	Ciment de haut fourneau	C.H.F. 250 ou 325	Ouvrages massifs Travaux souterrains	Id.
	Ciment de laitier au clinker	C.L.K. 250 ou 325	Réservoirs à liquides fermentescibles	Id. Durcissement lent

1.3 L'eau

Elle sert à :

- l'hydratation du liant;
- le mouillage des granulats;
- permettre le malaxage et faciliter la mise en œuvre.

L'eau doit être propre :

	Béton type A	Béton type B	Béton type C
– sans matières en suspension au-delà de : →	2 g/l	2 g/l	5 g/l
– sans sels dissous au-delà de : →	15 g/l	15 g/l	30 g/l

Béton type A : béton à résistances élevées (poutres).

Béton type B : béton à grande imperméabilité (radiers).

Béton type C : béton courant peu ou non armé (fondations ordinaires).

2 Qualités essentielles

Parmi beaucoup d'autres qualités non négligeables nous retiendrons : l'ouvrabilité et la résistance.

2.1 L'ouvrabilité

C'est la qualité d'un béton qui permet sa maniabilité en conservant son homogénéité. Sur le plan pratique, cela se traduit par la facilité :

- de mise en œuvre dans les coffrages;
- d'enrobage des aciers;
- d'obtention d'un parement brut acceptable, qu'il soit dans le plan horizontal ou vertical.

La condition d'ouvrabilité est fixée par la plasticité du béton.

2.11 - Comment évaluer la plasticité? Quels essais?

2.111 - Affaissement au cône d'Abrams (*fig.* 5 et 6).

Matériel :

Moule tronconique en tôle de 20 cm de diamètre à la base, de 10 cm de diamètre en partie haute, de 30 cm de hauteur.

Portique avec réglette coulissante permettant après démoulage de mesurer l'affaissement.

Tige de piquage de 16 mm de diamètre.

Mode opératoire :

Le remplissage du moule s'effectue en quatre couches piquées avec la tige à raison de 25 coups par couche.

Le moule est ensuite soulevé verticalement sans secousses et on mesure l'affaissement.

Appréciation de la consistance du béton.

Affaissement	Béton	Mise en œuvre
0 à 2 cm	Très ferme	Vibration puissante
3 à 5 cm	Ferme	Bonne vibration
6 à 9 cm	Plastique	Vibration courante
10 à 13 cm	Mou	Piquage
10 à 14 cm	Très mou	Léger piquage

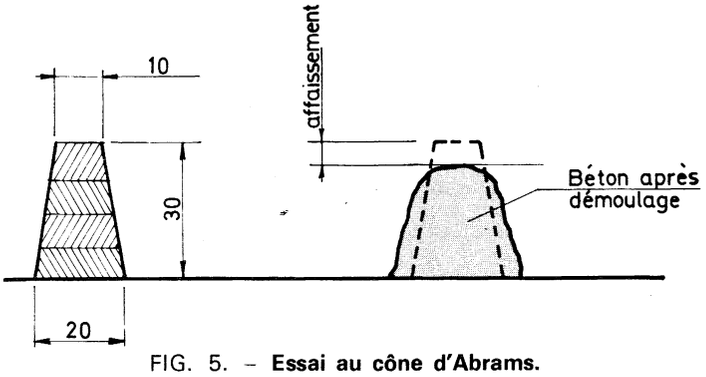


FIG. 5. – **Essai au cône d'Abrams.**
Le moule est rempli en quatre fois.

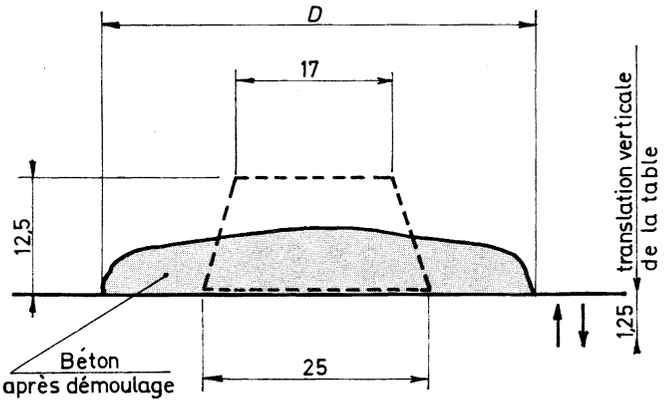


FIG. 7. – **Table à secousses** (Flow-test).

2.112 - Étalement à la table à secousses (*fig.* 7 et 8).

Matériel :

Tronc de cône en tôle :

- diamètre à la base : 25 cm;
- diamètre en partie haute : 17 cm;
- hauteur : 12,5 cm.

Table qui imprime des secousses à l'aide d'une came.

Mode opératoire :

On soumet le béton démoulé à une série de 15 secousses et on mesure le diamètre après étalement du béton.

Appréciation de la consistance en fonction du rapport d'augmentation du diamètre.

Béton	Rapport d'étalement
Très ferme	1,1 à 1,3
Ferme	1,3 à 1,5
Plastique	1,5 à 1,7
Mou	1,7 à 2

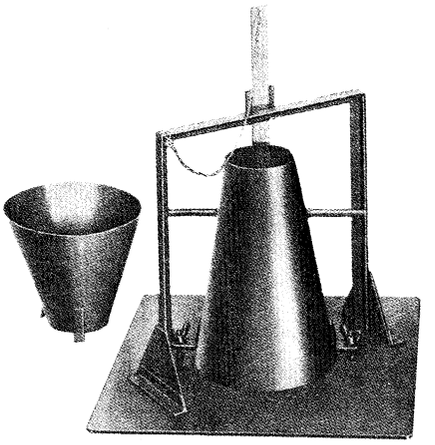


FIG. 6. – **Cône d'Abrams.**

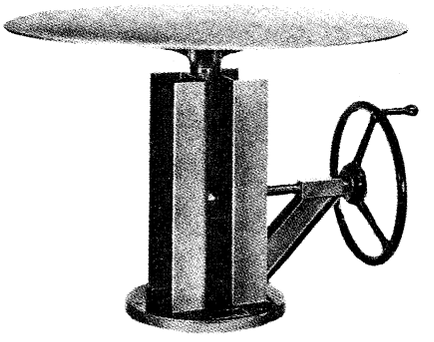


FIG. 8. – **Table à secousses.**

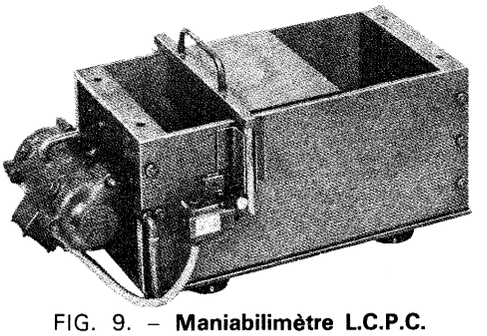


FIG. 9. – **Maniabilimètre L.C.P.C.**
(Documents TONINDUSTRIE-France.)

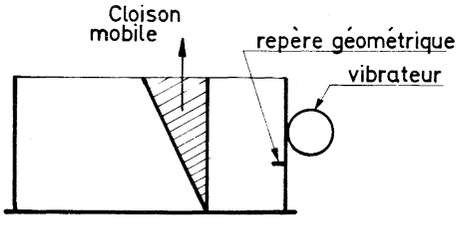


FIG. 10

2.113 - Essai au maniabilimètre L.C.P.C. (Laboratoire des Ponts et Chaussées) (*fig.* 9 et 10).

Matériel

	Largeur	Hauteur	Longueur
Cuve métal	30 cm	30 cm	60 cm

Une paroi triangulaire mobile sépare la cuve.

Mode opératoire :

On remplit une partie de la cuve avec du béton, on soulève la paroi mobile et le béton est vibré. Le béton s'écoule dans la cuve et doit atteindre un trait repère.

Interprétation :
On mesure le temps de vibration $10 \leqslant t \leqslant 20$ secondes.

2.114 - Test C.E.S. (Centre d'essais des structures).

Matériel :
Moule cubique de 20 cm d'arête avec une face vitrée et à 2 cm de cette vitre une armature est disposée (treillis à mailles irrégulières) (*fig.* 11).
Table à secousses.

Interprétation :
On compte le nombre de coups nécessaires pour obtenir un remplissage complet du parement pour définir l'ouvrabilité.

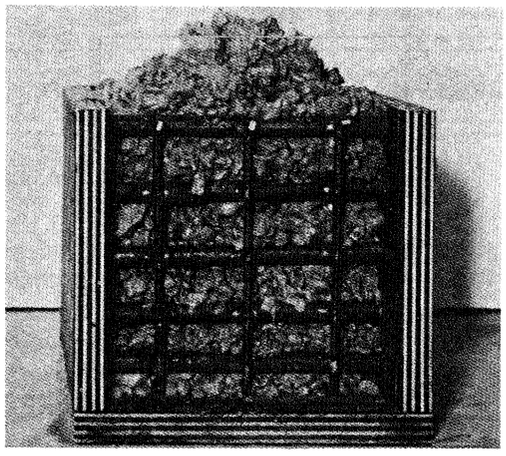


FIG. 11. – Étude de l'ouvrabilité.
Test C.E.S.

2.12 - Problème pratique : dosage en eau

Insuffisance d'eau ← **Inconvénients** → **Excès d'eau**

- difficulté de mise en œuvre;
- défauts de parement;
- enrobage défectueux des aciers
- chute des résistances mécaniques par manque de compacité.

- chute des résistances mécaniques en compression et en traction;
- retrait accentué;
- porosité accentuée;
- perméabilité accentuée;
- ségrégation à craindre.

Ce qu'il faut :
Un dosage précis et constant de la quantité totale d'eau juste nécessaire en tenant compte de :
- l'eau apportée par les granulats;
- l'eau ajoutée pour l'hydratation et la mise en œuvre.

2.121 - Comment déterminer la teneur en eau des granulats?

Par brûlage à l'alcool.

Les granulats humides sont pesés avant brûlage (soit P_1 la masse correspondante), et ils sont pesés après brûlage à l'alcool (soit P_2 la masse des granulats secs).

La teneur en eau en pourcentage s'obtient par :

$$e\ \% = \frac{P_1 - P_2}{P_2} \times 100.$$

Exemple : $P_1 = 1\,404$ g.
$P_2 = 1\,342$ g.

$$e\ \% = \frac{1\,404 - 1\,342}{1\,342} \times 100 = 4{,}61\ \%,$$

si bien qu'au lieu de 100 kg de granulats, il faut mesurer une masse de 104,6 kg pour avoir les 100 kg de granulats secs.

Par mesure de la résistance électrique du sable mouillé.

La résistance électrique diminue en fonction de la teneur en eau.

Par utilisation de sondes capacitives : il s'agit de réaliser un condensateur dont l'élément isolant est constitué par le granulat humide et de mesurer les variations.

Par sondes à neutrons : la plus ou moins grande quantité d'eau a pour effet de provoquer un ralentissement des neutrons rapides.

2.122 - Comment contrôler et régler le dosage en eau à la fabrication?

Principe :

La puissance électrique absorbée lors du malaxage est d'autant moins élevée que le béton est plus fluide.

Moyen :

Il suffit, en conséquence, d'enregistrer et d'interpréter la courbe représentative de la puissance absorbée.

Ce procédé permet un contrôle très efficace de la fabrication du béton, ce qui n'exclut pas l'usage du maniabilimètre ou du cône d'Abrams.

2.2 La résistance

Il s'agit surtout de la résistance à la compression mais également à la traction.

2.21 - Comment s'effectuent les essais et mesures?

2.211 - Résistance en compression, désignée par σ'_{28} (résistance en compression à 28 jours) (*fig.* 12 et 13).

Elle se mesure par compression axiale de cylindres de béton dont la hauteur est double du diamètre ($\varnothing = 15{,}96$ cm). La section est de 200 cm².

2.212 - Résistance en traction, désignée par σ_{28} (résistance en traction à 28 jours).

Elle peut être évaluée par :

- **traction directe** sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction;
- **traction par fendage** en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien) (*fig.* 14);
- **traction-flexion** à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté « a » et de longueur « 4 a », reposant sur 2 appuis horizontaux et soumise à la flexion (éprouvette de 7 cm × 7 cm × 28 cm) (*fig.* 15 et 16).

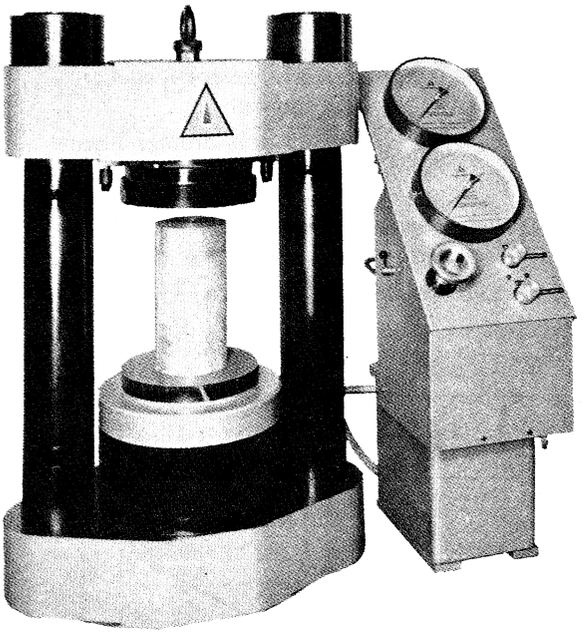


FIG. 12. – **Presse de compression.**
(Document TONINDUSTRIE-France.)

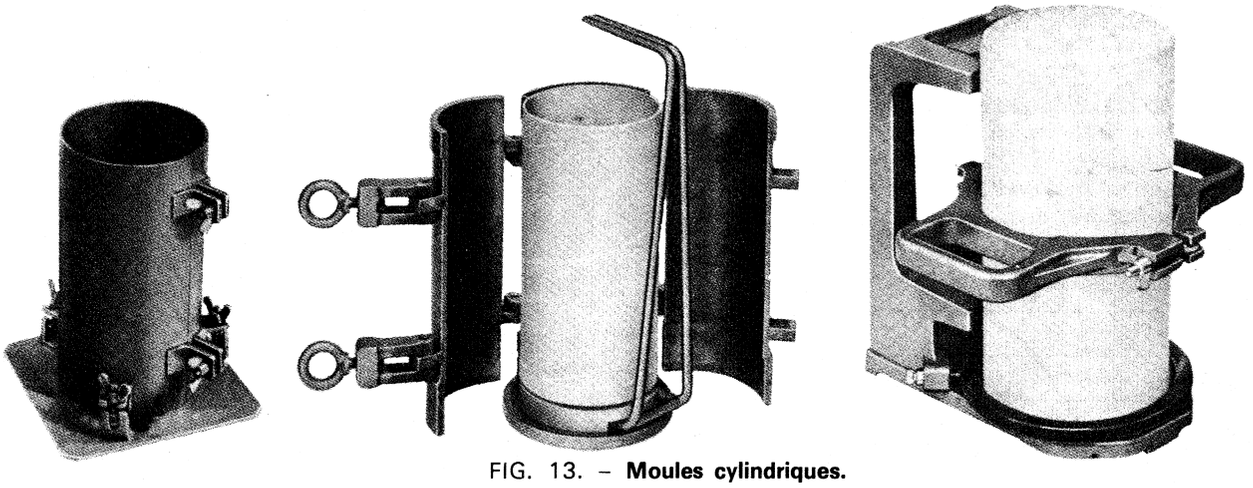


FIG. 13. – **Moules cylindriques.**
(Document TONINDUSTRIE-France.)

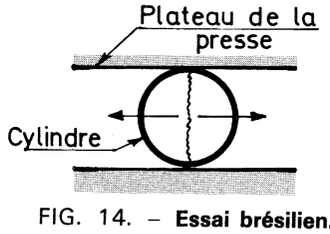


FIG. 14. – **Essai brésilien.**
Traction.

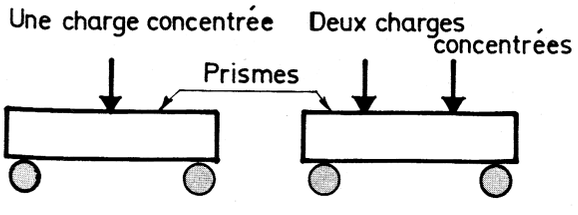


FIG. 15. – **Traction-flexion.**

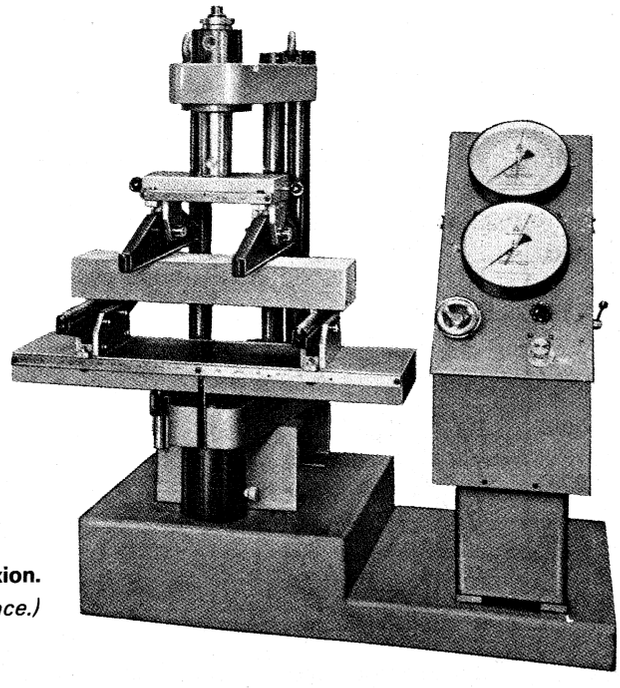


FIG. 16. – **Presse de flexion.**
(Document TONINDUSTRIE-France.)

2.22 - Quels sont les facteurs qui font varier la résistance ?

2.221 - La qualité du ciment.

La résistance à la compression varie proportionnellement avec la « classe réelle » du ciment.

Exemple : un ciment de classe 325 doit donner une résistance garantie à 28 jours sur mortier normalisé, une résistance minimum à la compression de 325 daN/cm². La résistance réelle est souvent de 450 à 500 daN/cm², c'est ce qu'on appelle « **classe réelle** ».

2.222 - Le dosage en ciment et en eau (*fig.* 17 à 21).

La résistance croît en même temps que le dosage en ciment et décroît avec le dosage en eau.

	Plasticité	Résistance
Eau	↗	↘
Ciment		↗

Formulons la remarque simple : la résistance obtenue est d'autant plus forte que la pâte (ciment + eau) est moins diluée.

Résistance à la compression. La valeur 1,0 est la résistance optimale de référence d'un béton plein.

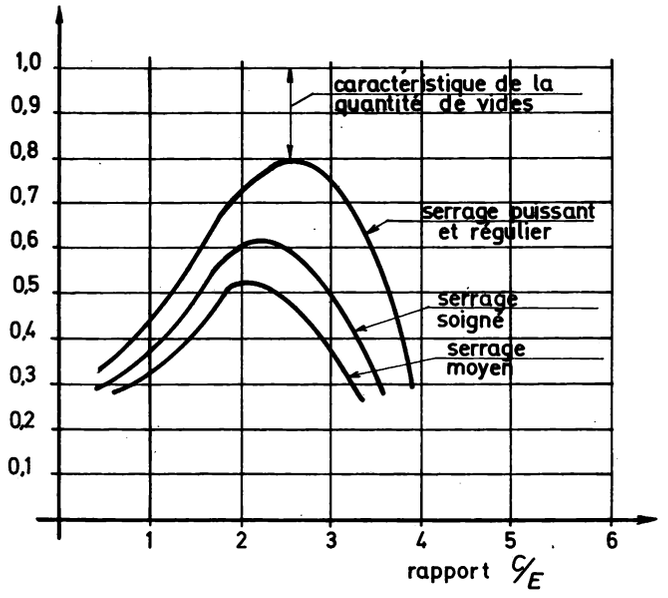


FIG. 17. – **Variation de la résistance en fonction du rapport *C/E* et de la compacité.**

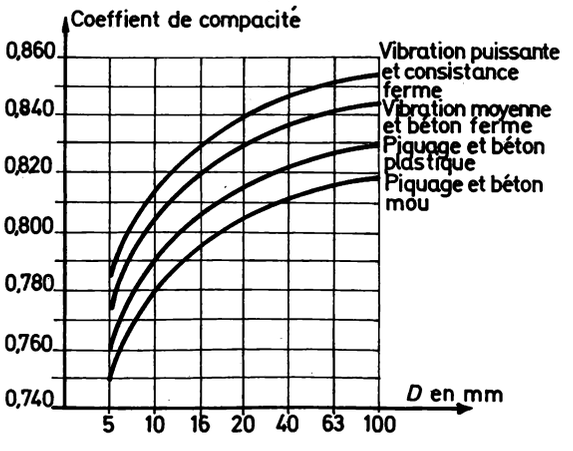


FIG. 19. – Compacité en fonction de la vibration et de la consistance au diamètre maximal des granulats.

Le rapport $\frac{\text{ciment}}{\text{eau}} = \frac{\text{C (en masse)}}{\text{E (en masse)}}$ est pris comme facteur global et il permet, d'après Bolomey d'exprimer la valeur de la résistance par une fonction linéaire et croissante.

Formule de Bolomey :

$$R = K\left[\frac{C}{E} - 0{,}50\right]$$

R est la résistance à l'écrasement en daN/cm².
C est le dosage en ciment en kg/m³ de béton.
E est le dosage en eau en kg/m³ de béton.
K est un coefficient qui recouvre de nombreux paramètres tels que :

- nature du ciment;
- classe du ciment;
- qualité des granulats (forme, résistance, etc.);
- mode de mise en place (vibration ou non).

Il s'exprime avec la même unité que R en daN/cm², 0,50 est une constante.

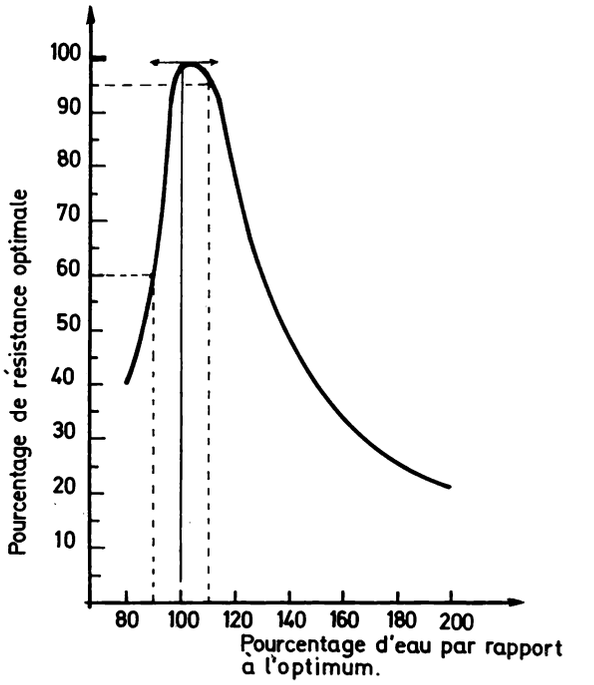


FIG. 18. – **A serrage égal,** une diminution d'eau par rapport à l'optimum fait chuter les résistances davantage qu'une augmentation de la même quantité d'eau. **Exemple :** 10 % d'eau de moins font chuter la résistance de 40 % ; 10 % d'eau de plus font chuter la résistance de seulement 5 %.

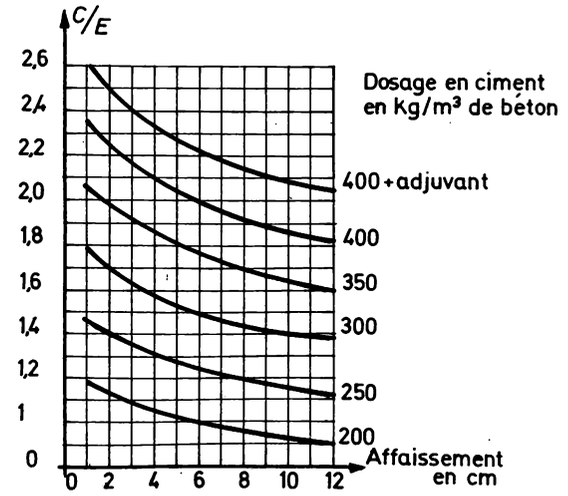


FIG. 20. – Dosage en ciment en fonction du rapport *C/E* et de la plasticité (d'après M. DREUX).

Le rapport C/E peut varier de 1,5 à 2,5 pour un **même dosage en ciment.**

Il s'ensuit que la résistance est proportionnelle à :

$$\left[\frac{C}{E} - 0{,}50\right]$$

on obtient :

$(1{,}5 - 0{,}50) = 1$ avec C/E = 1,5

et : $(2{,}5 - 0{,}5) = 2$ avec C/E = 2,5

Conclusions :

La résistance du béton passe du simple au double seulement en faisant varier le dosage en eau, mais on doit tenir compte de l'ouvrabilité.

Résistance et ouvrabilité sont étroitement liées.

Le problème pratique consiste à obtenir une résistance donnée R et par suite à trouver le dosage en ciment par m³ de béton C, en tenant compte de l'ouvrabilité désirée qui est une donnée du problème à résoudre.

Le dosage minimal en ciment pour les ouvrages en B.A. est rarement inférieur à 300 kg/m³, sans pouvoir descendre en dessous de 250 kg/m³ de béton.

2.223 - Rapport $\frac{G}{S}$ (gravier/sable).

Les principales qualités des bétons en fonction de G/S $\leqslant$ 2 sont peu influencées.

Principales qualités	Constatations	
	G/S élevé par rapport à G/S faible	Granularité continue par rapport à granularité discontinue
Ouvrabilité	Un peu moins bonne si : G/S > 2,2	Moins bonne si : G/S > 2,2
Résistance à la compression	Meilleure si : G/S > 2,2	Légèrement supérieure
Compacité	Légèrement plus élevée si : G/S > 2,2	Un peu plus élevée

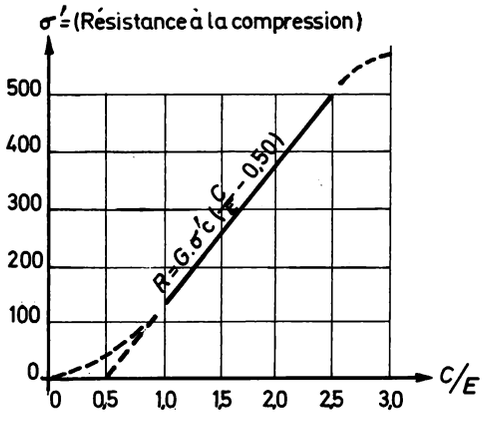


FIG. 21. – **Relation entre *C/E* et la résistance *R*.** σ'_c est la classe réelle du ciment. *G* est un coefficient de valeur moyenne 0,50 relatif à la qualité des granulats.

Pour des raisons d'ouvrabilité, le rapport G/S ne doit pas dépasser 2,00 à 2,2.

2.224 - Adhérence mortier-gravier et compacité (*fig.* 17).

État de surface →	Adhérence médiocre	Adhérence satisfaisante
Essais comparatifs à la rupture d'éprouvettes de béton →	Graviers résistants (silex) ↓ décollement des graviers	Graviers moins résistants que les silex (*ex.* : calcaires) ↓ rupture des graviers
Résistance à la compression et à la traction →	⊖	⊕

- Les résistances varient avec l'adhérence entre mortier et graviers. Les granulats concassés fournissent des résistances plus élevées que les granulats roulés.
- **L'influence de la vibration** qui favorise la **compacité** (*fig.* 19), est prépondérante. La résistance à la compression d'un béton croît avec sa compacité. Cette dernière ne dépasse guère 0,850 ce qui signifie qu'il reste 150 dm³ de vides remplis d'air ou d'eau dans un mètre cube de béton, bien préparé et bien vibré.
- La compacité d'un béton est tributaire de celle des granulats utilisés, d'où l'intérêt de la recherche de la répartition granulaire d'un béton.

2.225 - L'influence de la température.

La chaleur accélère la prise et le durcissement des bétons. Le froid allonge la durée de la prise et peut même la stopper.

Par exemple si 10 jours de durcissement sont nécessaires à 20 °C pour obtenir une résistance R, combien faudra-t-il de journées à une température moyenne de 10 °C pour obtenir la même résistance :

$$J_1 \text{ jours} = 10\left[\frac{10 + 20}{10 + 10}\right] = 15 \text{ jours.}$$

C'est la formule de Nurse-Saul :

$$J_1 = J_0\left(\frac{10 + t_0}{10 + t_1}\right)$$

t_0 étant la température de référence;

t_1 étant la température rencontrée sur le chantier;

J_0 étant le nombre de jours de référence;

J_1 étant le nombre de jours nécessaires.

Remarque :

Le rapport existant entre les résistances à la compression et à la traction est voisin de 13.

Les règles C.C.B.A. proposent pour la résistance à la traction σ en daN/cm², la formule empirique :

$$\sigma = 7 + 0{,}06 \cdot \sigma'$$

avec $\sigma' = 300$ daN/cm² (résistance à la compression du béton) on obtient :

$$\sigma = 7 + 0{,}06 \times 300 = 25 \text{ daN/cm}^2.$$

2.226 - Tableau des résistances couramment atteintes

Dosage ciment en kg/m³ de béton (classe 325)	Résistance à la compression en daN/cm² ou bars σ'	Résistance à la traction en daN/cm² ou bars σ
250	180	17;8
300	230	20,8
350	270	23,2
400	300	25

Ces résultats ne sont qu'indicatifs et varient avec la composition des bétons et les conditions de mise en œuvre.

3 Compositions des bétons

Elles sont basées avant tout sur l'expérience et sur les résultats obtenus après essais de rupture d'éprouvettes, à la compression et à la traction.

3.1 Problème posé

Il s'agit de définir les pourcentages optimaux des différents granulats (sables, graviers, cailloux) dont on dispose, pour obtenir avec un dosage approprié en ciment (*fig.* 22) :

- une ouvrabilité souhaitée;
- une résistance escomptée.

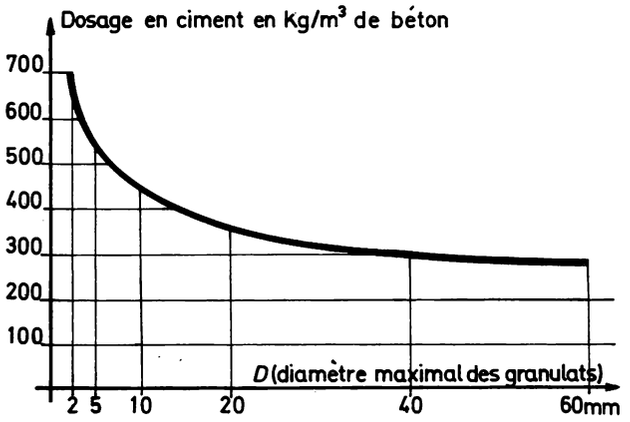
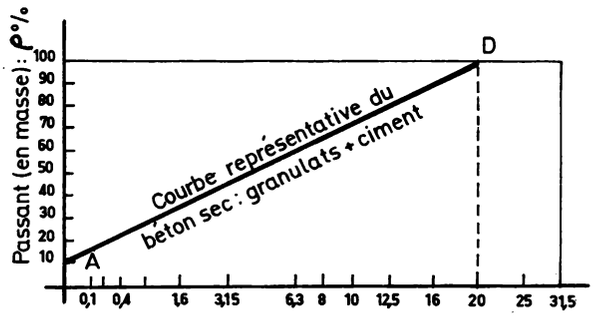


FIG. 22. – **Dosage en ciment, en fonction du diamètre maximal des granulats.**

3.2 Méthodes basées sur des considérations théoriques ou des essais

Méthode à granularité continue de Bolomey :

$$p\ \% = A + (100 - A)\sqrt{\frac{d}{D}}.$$



Ouvertures des passoires (échelle proportionnelle à $\sqrt{d}$).

FIG. 23. – **Droite de référence Bolomey.**

A est un coefficient variant de 8 à 16 d'autant plus élevé que le dosage en liant est important.

D est le plus gros diamètre des grains.

p est la proportion de constituants des granulats passant au tamis correspondant de maille *d*.

Cette courbe granulométrique convient très bien aux bétons de barrages ou de réservoirs où l'étanchéité est spécialement recherchée.

Méthode Vallette à caractère expérimental :

Elle consiste à rechercher un béton plein à minimum de grains fins (sable). La granularité est discontinue.

Méthode Faury (voir texte ci-contre et *fig.* 24) :

Cette méthode tient compte, par des coefficients :

- de l'effet de paroi;
- de la nature des grains;
- de la plasticité recherchée;
- de la vibration.

Elle aboutit en principe à une granularité continue.

3.3 Méthode générale du C.E.S. (centre d'essais des structures)

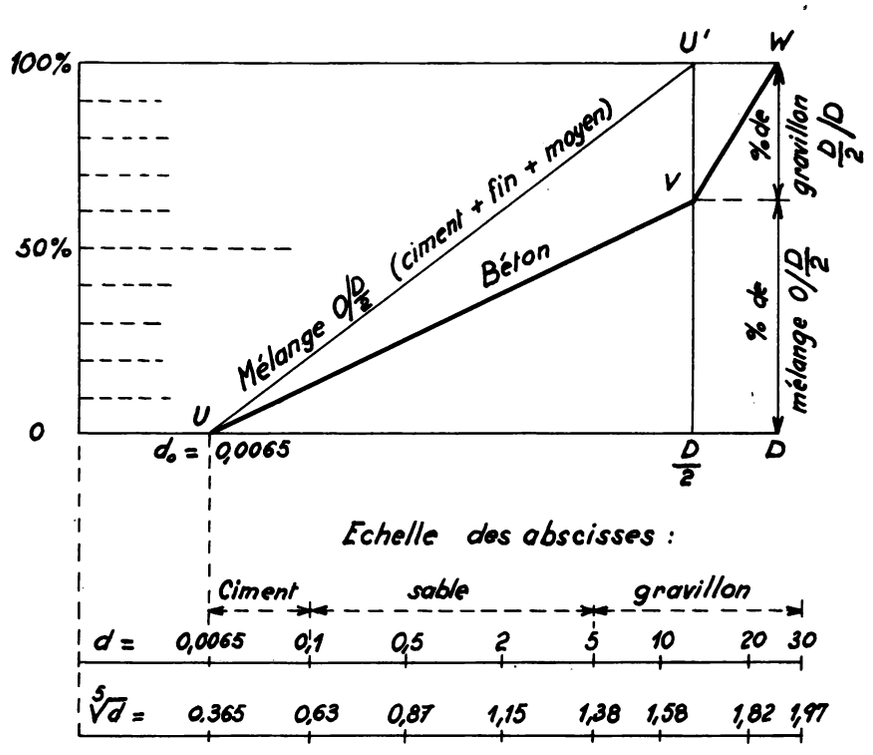
Elle est issue d'une synthèse des méthodes précédentes.

3.31 - Évaluation de l'humidité des granulats

Degré d'humidité		Sec	Humide	Mouillé	Trempé
Pourcentage en poids	Dans le sable	0 à 3	4 à 7	8 à 11	12 à 15
	Dans le gravier	1	3	5	6

Granulométrie FAURY

- Pour tracer la courbe granulométrique, on porte en abscisses, des valeurs proportionnelles à $\sqrt[5]{d}$ au lieu de log d comme on le fait habituellement.
- La quantité d_0, égale à 6,5 μ étant l'ordre de grandeur des grains les plus fins du ciment.
- La granulation des grains fins et moyens est représentée par une ligne droite partant du point U d'abscisse $d_0 = 0{,}006\,5$ et aboutissant au point U' d'abscisse $\frac{D}{2}$.
- La courbe granulométrique de référence d'un béton se représente alors comme formée de 2 tronçons de droite UV et VW se coupant au point V d'abscisse $\frac{D}{2}$.
- La seule ordonnée à connaître dans chaque cas est l'ordonnée du point de brisure V.
- L'ordonnée V se calcule par la formule : $Y\,\frac{D}{2} = A + 17\sqrt[5]{D} + \frac{B}{\frac{R}{D} - 0{,}75}$.



Les ordonnées représentent le pourcentage en volume de matière passant à travers les passoires, ciment compris.

FIG. 24

D, en mm, représente la grosseur maximale du granulat.
A, coefficient qui dépend de la nature des matériaux utilisés et de la puissance du procédé de mise en place du béton : 22 à 38.
B, coefficient qui dépend de la puissance du procédé de serrage : 1 à 1,5.
R, en mm, rayon moyen du moule dans les parties les plus ferraillées.

3.32 - Utilisation d'abaque (méthode Dreux).

Exemple : **abaque n° 2** - béton normal D = 25 mm.

3.321 - Marche à suivre (*fig.* 25) :

A partir de la plasticité désirée ①, on suit une verticale jusqu'à rencontrer au point Ⓡ la droite représentative de la résistance escomptée σ'.

Du point R, tracer l'horizontale vers la droite qui rencontre :

- l'échelle verticale du dosage en ciment C;
- l'oblique pour le sable 0/5 en G_1;
- l'oblique pour le gravier 5/25 en G_2.

De G_1 et de G_2, descendre des verticales qui rencontrent l'échelle des volumes en litres (ou dm^3).

L'indication du dosage en eau est donnée en E suivant la teneur en eau des granulats.

3.322 - Lecture d'abaque.

Données :

Résistance escomptée σ' = 350 bars ou daN/cm².

Plasticité désirée correspondante à un affaissement de 11 cm au cône d'Abrams (béton mou).

Sable 0/5 et gravier 5/25.

Lecture :

Il suffit de suivre le circuit des flèches pour trouver :

- 438 dm^3 de sable 0/5;
- 792 dm^3 de gravier 5/25;
- 400 kg de ciment par m^3 de béton en utilisant un adjuvant (plastifiant).

Le rapport gravier/sable est de :

792 : 438 = 1,80 (voir § 2.223).

Remarques :

- Pour trouver le dosage pondéral des granulats, il suffit de multiplier le volume trouvé par la masse volumique apparente correspondante.
- Le contrôle de la plasticité et des résistances mécaniques obtenues s'effectue par les essais décrits ci-dessus, ce qui permet les rectifications éventuelles.

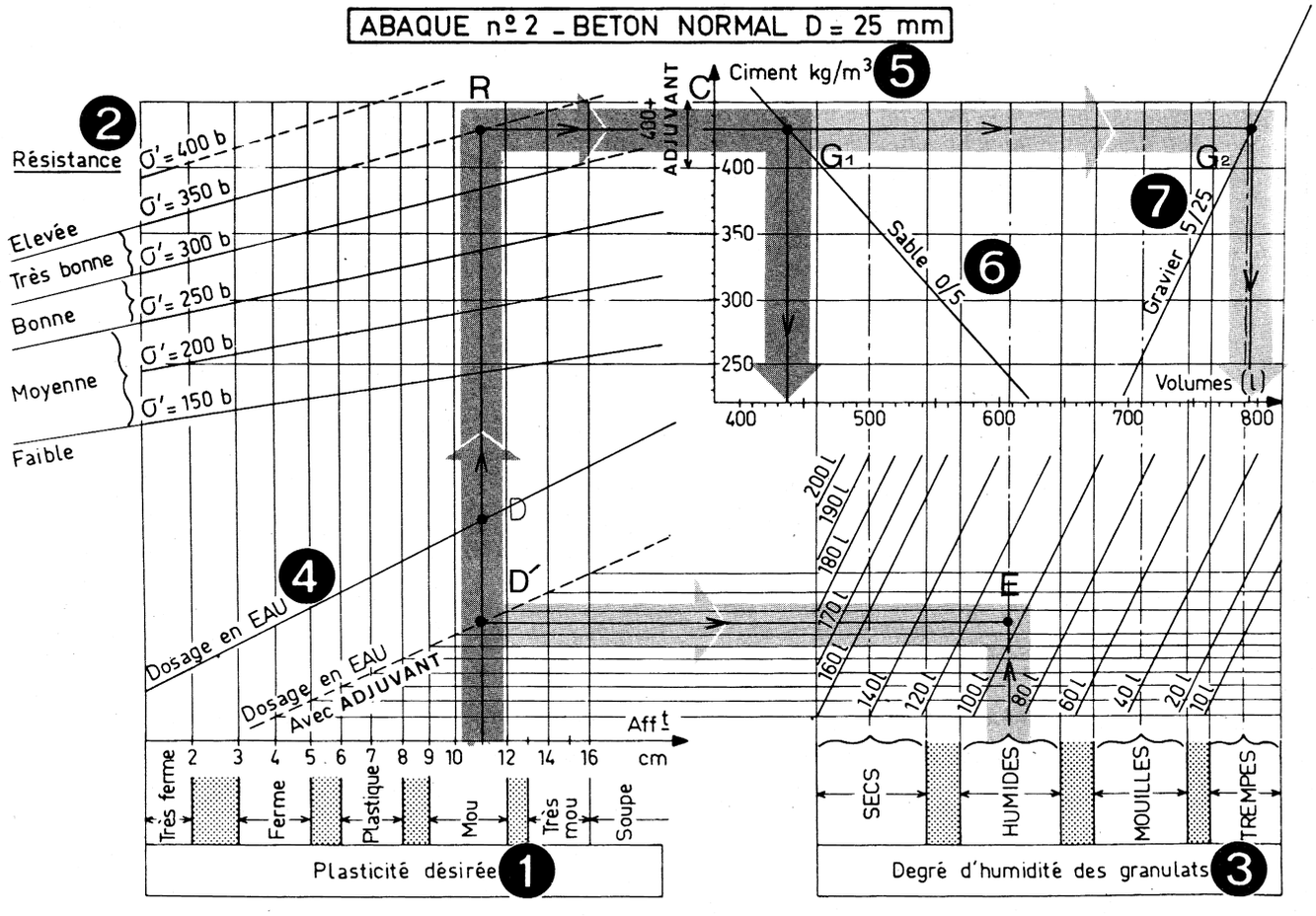


FIG. 25

(Document Syndicat Nationale des Fabricants de Ciments et de Chaux, 41, avenue de Friedland, Paris-8e.)

4 Particularités du béton

Dès la fin de la mise en œuvre, le béton est soumis à des déformations, même en l'absence de charges.

4.1 Le retrait (*fig.* 26)

C'est la diminution de longueur d'un élément de béton. On peut l'assimiler à l'effet d'un abaissement de la température qui entraîne un raccourcissement.

Causes et constatations	Remèdes
– **Le retrait avant-prise** est causé par l'évaporation d'une partie de l'eau que contient le béton. Des fissures peuvent s'ensuivre car le béton se trouve étiré dans sa masse.	Il s'agit de s'opposer au départ brutal de l'eau par : – la protection contre la dessication; – l'utilisation d'adjuvants ou de produits de cure.
Après la prise, il se produit : – **Le retrait thermique** dû au retour du béton à la température ambiante après dissipation de la chaleur de prise du ciment. On constate une légère diminution de longueur.	Il faut éviter de surdoser en ciment. Les ciments de classe 325 accusent moins de retrait que ceux de classe 400 de durcissement plus rapide.
– **Le retrait hydraulique** est dû à une diminution de volume résultant de l'hydratation et du durcissement de la pâte de ciment. Le retrait croît avec la finesse du ciment et le dosage.	Le béton aura d'autant moins de retrait qu'il sera plus compact; ce qui dépend de la répartition granulaire, car un excès d'éléments fins favorise le retrait ainsi que les impuretés (argiles, limons).

Estimation du retrait : $\Delta l = 3\ ‰ \times L$.
Δl est le raccourcissement.
L est la longueur de l'élément.
Si une corniche en béton armé a une longueur de 15 m, le retrait est de l'ordre de :

$$3\ ‰ \times 1\,500\ cm = 0{,}45\ cm.$$

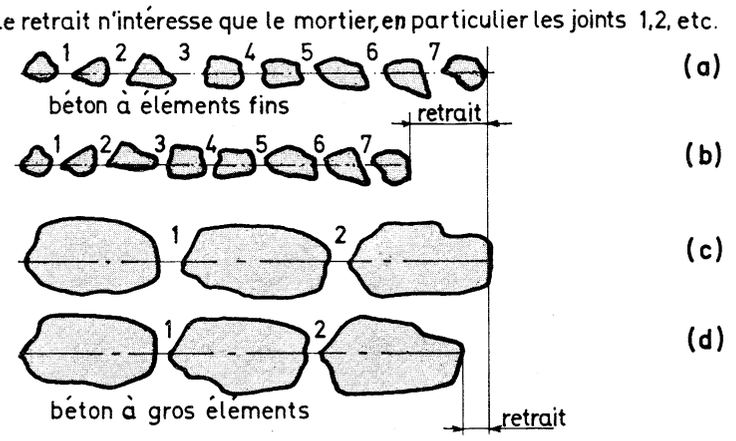


FIG. 26

4.2 La dilatation

Puisque le coefficient de dilatation thermique du béton est évalué à 1×10^{-5}, pour une variation de $\pm$ 20 °C on obtient :

$$\Delta l = \pm\ 2\ ‰ \times \text{longueur}.$$

Pour un chaînage en B.A. de 20 m de longueur et un écart de température de 20 °C, on a une dilatation de :

$$2\ ‰ \times 2\,000\ cm = 0{,}4\ cm.$$

4.3 Le fluage

C'est le phénomène de déformation provoquée dans le temps sous une charge fixe constamment appliquée.

Cette déformation différée est égale au double de la déformation instantanée (*fig.* 27).

Le fluage est pratiquement complet au bout de 3 ans.

Au bout d'un mois, les 40 % de la déformation de fluage sont effectués et au bout de six mois, les 80 %.
Estimation de la déformation de fluage :

$$\Delta l = 4 \text{ à } 5\ ‰ \times \text{longueur}.$$

Cette déformation varie surtout avec la contrainte moyenne permanente imposée au matériau.

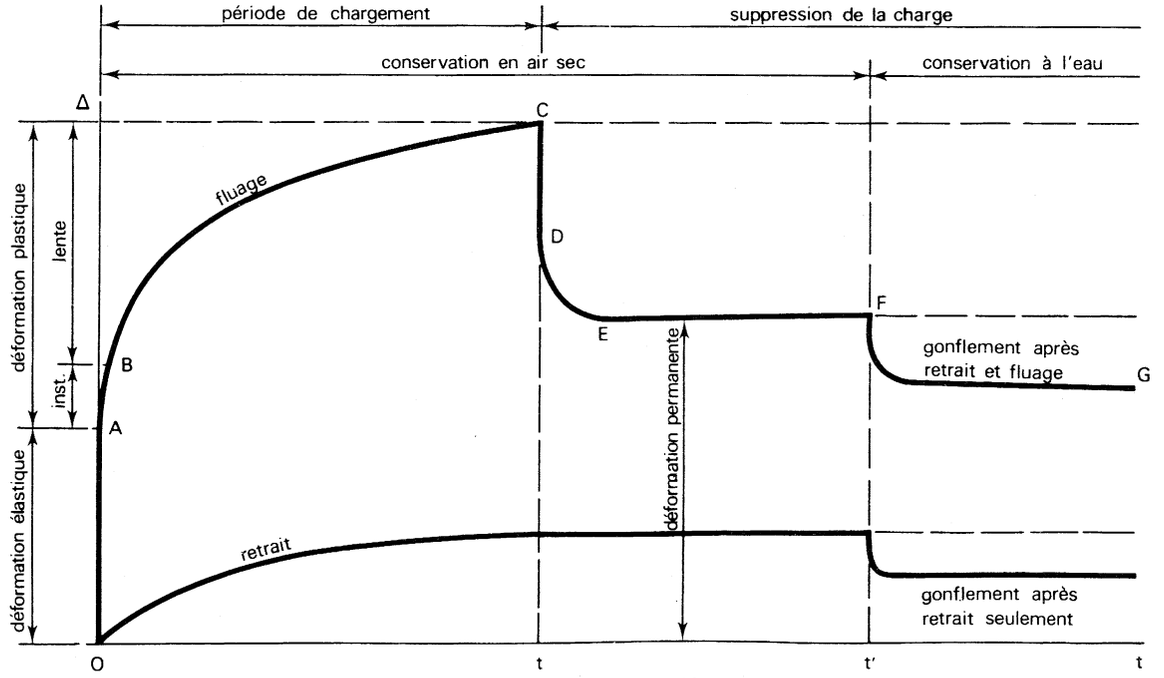


FIG. 27. – Chargement et déchargement. Déformation réactive de retour.

4.4 Élasticité du béton

Le module d'élasticité E est défini par le rapport :

$$E = \frac{\text{contrainte unitaire}}{\text{déformation relative}}.$$

Pour les projets courants, on admet :

E_i = 300 000 bars pour les charges instantanées.
E_b = 200 000 bars pour les charges de durée limitée.
E_v = 120 000 bars pour les charges de longue durée.

Le module d'élasticité de l'acier est de l'ordre de :

200 000 N/mm², soit 2 000 000 daN/cm² ou bars.

4.5 Effet « Poisson »

En compression comme en traction, la déformation longitudinale est aussi accompagnée d'une déformation transversale.

Le coefficient « Poisson » est le rapport :

$$\frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

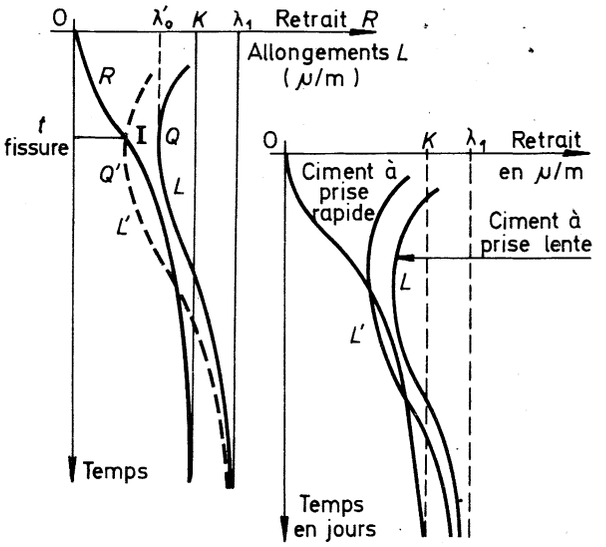
dont la valeur varie entre 0,15 et 0,30.

4.6 Mécanisme de la fissuration. Retrait hydraulique

Deux bétons ayant même retrait final peuvent se comporter très différemment du point de vue de la fissuration (*fig.* 28) :

- le béton correspondant à la courbe **L** ne se fissure pas;
- le béton correspondant à la courbe **L'** se fissure en **I** au temps **t.**

Si le minimum d'allongement par traction est supérieur à la valeur **k** du retrait final aucune fissuration ne se produit.



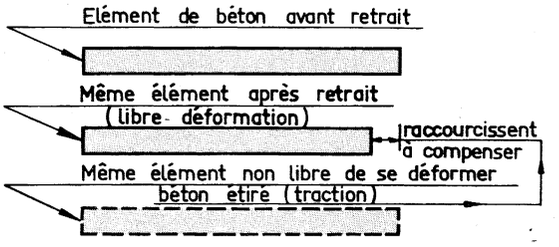
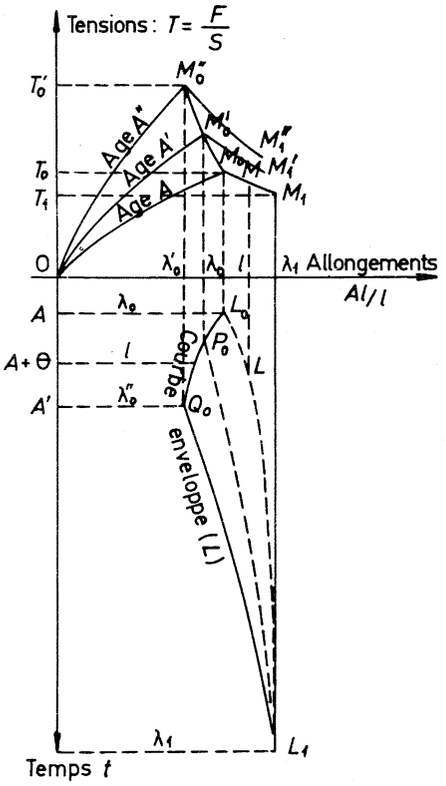


FIG. 28

Condition de fissuration d'un béton.

Le phénomène de retrait étire le béton de telle façon que l'allongement résultant compense le raccourcissement imposé par le retrait, si l'élément était libre de se déformer.

Le retrait augmente avec le temps, la tension interne aussi : si elle dépasse la limite de rupture du béton, la fissuration se produit.



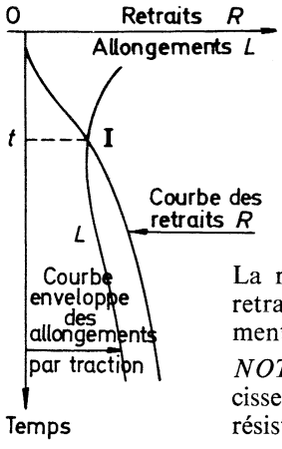


FIG. 29

La rupture se produit au temps **t** où la courbe des retraits intercepte, au point **I**, la courbe des allongements possibles du béton (*fig.* 29).

NOTA : les courbes d'allongement ou de raccourcissements ne suivent pas porportionnellement les résistances.

Dans le cas où la courbe des retraits **R** est en arrière de la courbe **L** des allongements du béton qui sont en fonction de l'âge du béton et de la contrainte de traction, il ne se produit pas de fissuration.

RÉSUMÉ DE L'ÉTUDE PRÉCÉDENTE :

Plan succinct du thème « LE BÉTON »

BÉTON

Questions : Avec quoi peut-on réaliser un béton ?

COMPOSANTS

- **granulats** : sables, graviers, cailloux → origine, propriétés requises
  - classement normalisé
  - granularité → continue, discontinue, but recherché
- **liants principaux utilisés,** sans ou avec constituants secondaires ou à base de laitier
  - désignation | appellation | utilisation | contre-indications
- **l'eau** : utilité et qualités requises

Que faut-il obtenir ? Comment ?

QUALITÉS ESSENTIELLES

- **OUVRABILITÉ** ⟹ béton maniable ⟹ plasticité
  - **essais possibles** → au cône d'Abrams, à la table à secousses, au maniabilimètre L.C.P.C., au test C.E.S.
  - **problème pratique** : dosage en eau
    - effets → d'une insuffisance, d'un excès
    - détermination de la teneur en eau des granulats
    - contrôle et réglage du dosage en eau à la fabrication
- **RÉSISTANCE**
  - à la compression surtout, à la traction → essais
  - les facteurs essentiels → qualité du ciment, rapport C/E, rapport G/S, adhérence et compacité
  - influence de la température.

Quel dosage :
— en liant ?
— en eau ?
— en sable ?
— en graviers ?

Détermination de la composition des bétons

Problème posé :
- définir les pourcentages optimaux des différents granulats
- obtenir une résistance et une ouvrabilité adéquate

- aperçu des méthodes théoriques ou expérimentales de → Bolomey, Vallette, Faury
- méthode générale du C.E.S. : résolution pratique par lecture d'abaque
- contrôle → plasticité, résistance → par les essais cités ci-dessus

Comment se comporte le béton ?

PARTICULARITÉS DU BÉTON

- **le retrait** → causes → effets → remèdes
- **le fluage** qui varie avec la contrainte moyenne permanente due à la sollicitation imposée
- **l'élasticité,** propriété caractéristique pour évaluer les contraintes et les déformations du B.A.
- **effet Poisson** ou effet combiné de la déformation longitudinale et transversale.

NOTA : l'étude des granulats, de la vibration et des adjuvants fait l'objet de thèmes particuliers.

Ce qu'il faut retenir au sujet de la composition des bétons

Facteurs	Pour une bonne ouvrabilité ↓	Pour une bonne résistance ↓
Finesse du sable →	Plutôt fin	Plutôt à tendance grosse
Rapport G/S →	A diminuer	A augmenter
Dosage en eau →	A augmenter	A diminuer
Granularité →	Plutôt continue	Discontinue préférable
Dimension maximale des granulats D →	Plutôt petite	Plutôt forte

COURBE EXPÉRIMENTALE DONNANT LES VARIATIONS DE LA RÉSISTANCE NOMINALE DU BÉTON EN COMPRESSION σ'_j EN FONCTION DE SON AGE « J JOURS » (*fig.* 30)

Composition du béton

Ciment CPA 325 : 370 kg

Granulats roulés { sable 0/5 : 776 kg ; graviers { 5/10 : 385 kg ; 10/20 : 580 kg

Eau : 195 litres.

Plastifiant : 1,5 % du poids de ciment.

Essai d'affaissement - Affaissement = 7,6 cm au cône d'Abrams.

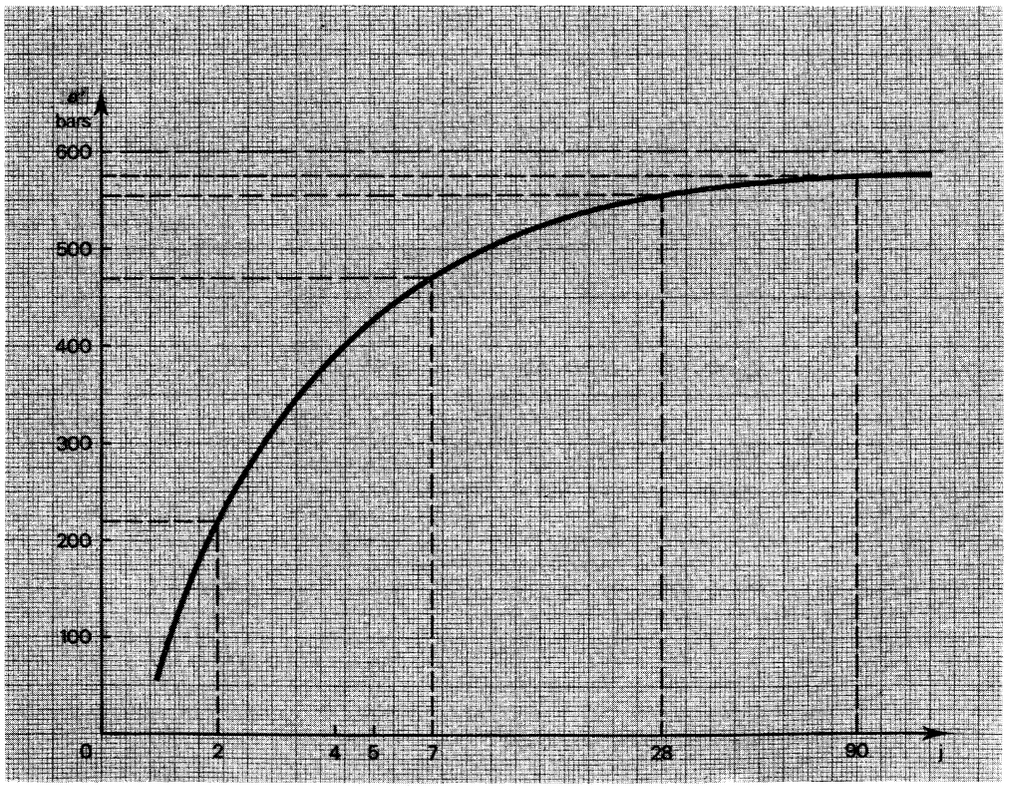
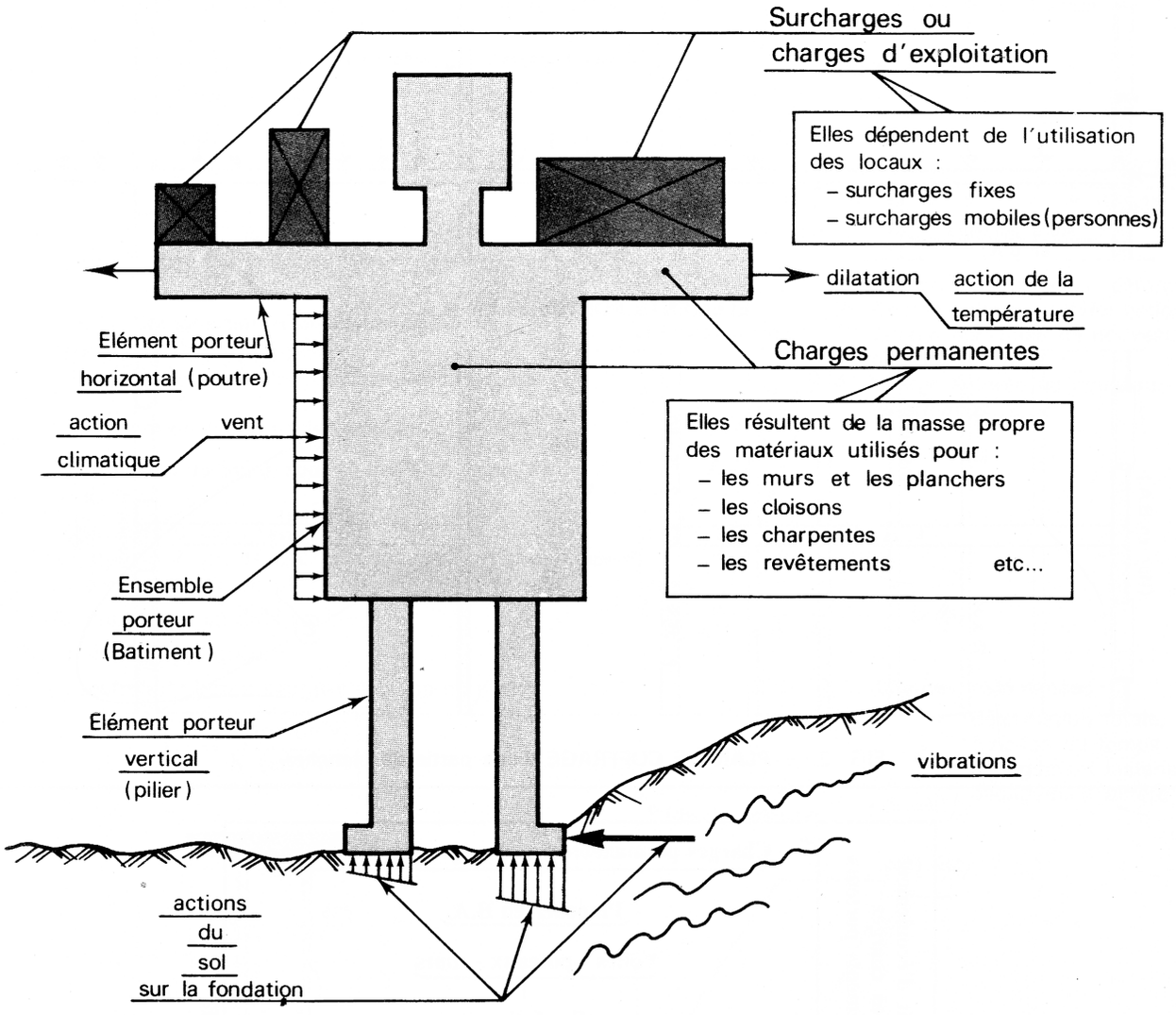


FIG. 30

4. LE BÉTON ARMÉ

BÉTON [ET] **ARMATURE**



Problème posé au constructeur

Il s'agit de véhiculer :

- les charges,
- les surcharges,

d'une construction donnée, par des **éléments porteurs,** afin d'assurer l'équilibre de l'ensemble par l'action du sol sur la fondation.

Quels sont les éléments porteurs qui transmettent les charges ?

Ce sont les éléments :

Horizontaux :

ex. : les planchers qui peuvent être constitués par :

- une simple dalle;
- une dalle + nervures;
- une dalle + nervures + poutres.

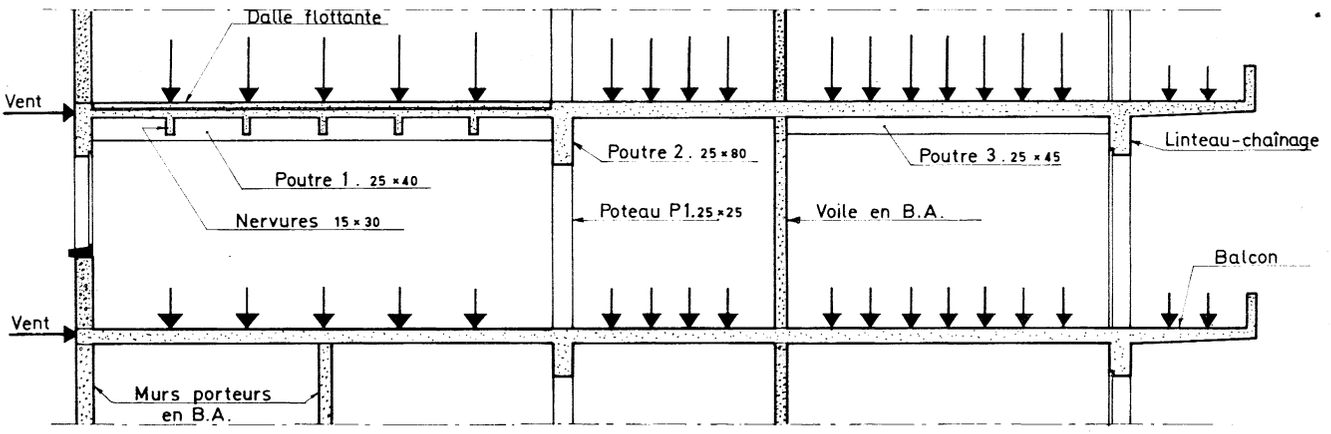
Verticaux ou obliques :

- poteaux en B.A.;
- voiles, d'épaisseur moyenne : 15 cm;
- murs ou parties de murs (trumeaux)

Ensemble considéré :
un immeuble collectif

Élément d'observation :
un étage situé à un niveau quelconque.
(*Fig.* 1 et 2, page suivante.)

FIG. 1. – **COUPE TRANSVERSALE dans un étage.**



ÉLÉMENTS PORTEURS EN B.A.

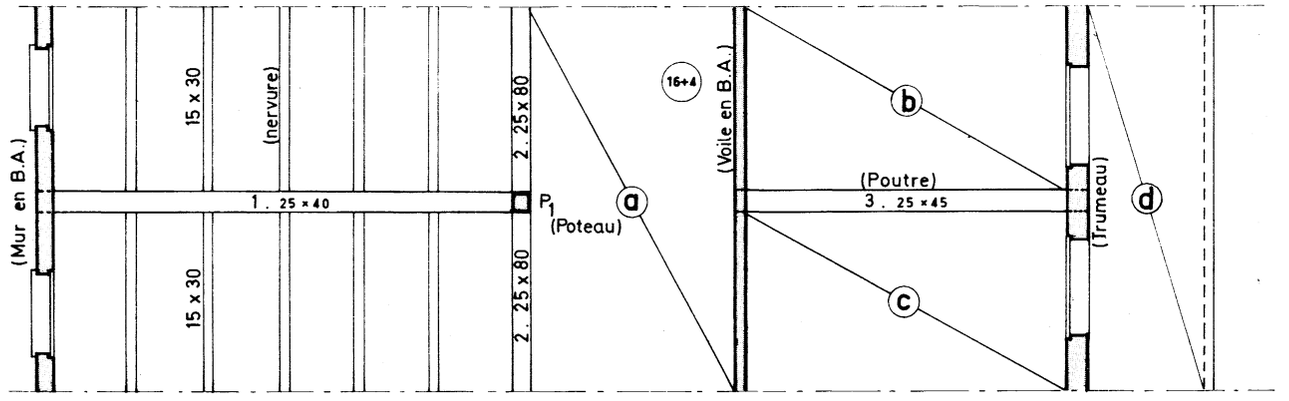
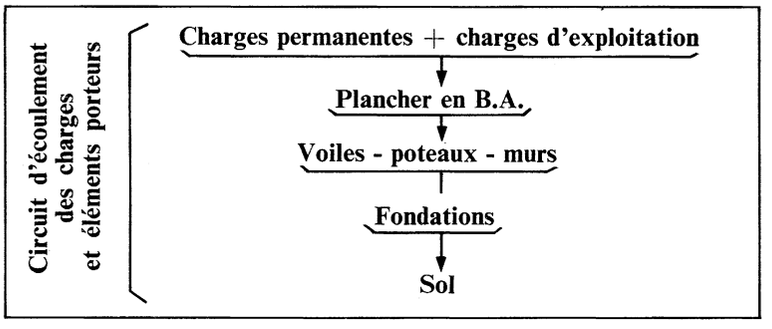


FIG. 2. – **PLAN DE COFFRAGE d'une partie de plancher.**



3 Quelle est la nature des efforts dans les éléments porteurs ?

Prenons le cas d'une **poutre.** La matière a tendance à s'écraser sur l'une des faces (face supérieure, par exemple) et à s'étirer sur l'une des autres faces (face inférieure, par exemple).

Dans la majeure partie des ouvrages en B.A., les éléments constitutifs sont **sollicités à la fois en compression et en traction,** c'est le cas pour un **poteau d'angle** ou de rive d'un bâtiment.

Conséquence immédiate :

Le constructeur doit aboutir à des **règles précises** d'utilisation du B.A., c'est-à-dire connaître :

- **les matériaux utilisés :**
  - **l'acier,**
  - **le béton,**
- **les caractéristiques physiques du béton, de l'acier;**
- **les caractéristiques mécaniques du béton, de l'acier;**
- **les caractéristiques chimiques du béton, de l'acier;**
- **le comportement du béton et de l'acier lorsqu'ils sont associés.**

AVANT DE PRATIQUER, IL NOUS FAUT EXPÉRIMENTER

4 Béton non armé

4.1 Étude expérimentale

4.11 - Compression simple (*fig.* 3).

Elle existe quand le point d'application de la charge coïncide avec le centre de gravité de la section.

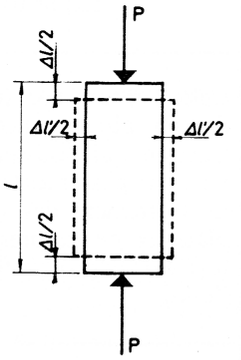


FIG. 3. – **Compression d'un prisme de béton.**

P est l'effort normal de compression.
Δl est la déformation totale longitudinale (raccourcissement)
$\Delta l'$ est la déformation transversale (gonflement).

4.12 - Déformation du béton sous l'effet d'un effort de compression.

Le raccourcissement dans le sens des efforts est d'autant plus important que la charge appliquée est plus forte et la section de béton plus faible.

σ' étant la contrainte en daN/cm²,

F étant la charge appliquée,

S étant la section de béton soumise à $\vec{F}$, on établit :

$$\sigma = \frac{F\ (\text{en daN})}{S\ (\text{en cm}^2)}$$

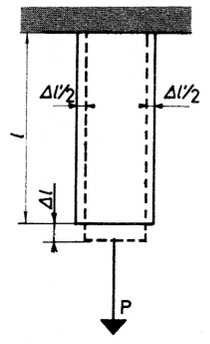


FIG. 4. – **Traction d'un prisme de béton.**

P est l'effort normal de traction.
Δl est l'allongement causé par P.
$(\Delta l'/2 + \Delta l'/2)$ est la contraction transversale.

La déformation transversale se produit simultanément avec la déformation longitudinale (*fig.* 4).

4.13 - Cas de charges instantanées (*fig.* 5 et 6).

La déformation totale est la somme de :

- la déformation **élastique** (si on supprime la charge, la déformation s'annule);
- la déformation **plastique** permanente.

4.14 - Cas de charges maintenues (*fig.* 7).

Le raccourcissement est aussi fonction du temps (déformation différée).

Conclusion : le béton se comporte de la même manière qu'un **ressort.** Les déformations subies sont mises en évidence par des comparateurs ou des jauges électriques (*fig.* 8).

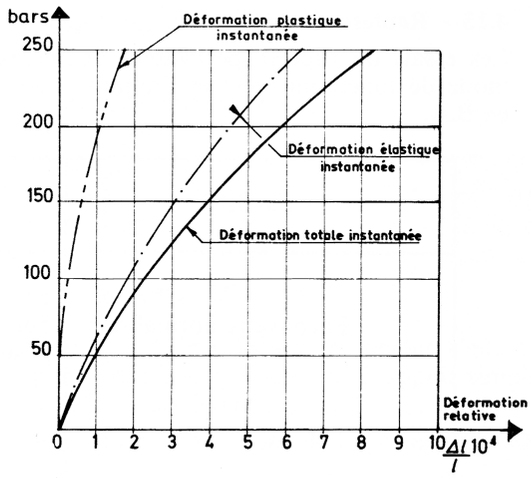
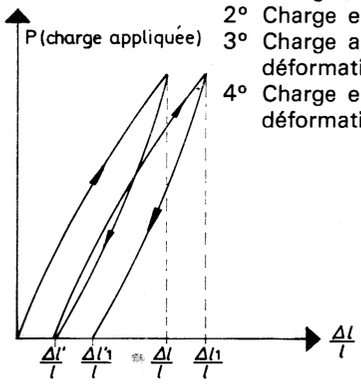


FIG. 5



1° Charge appliquée → déformation $\Delta l//$
2° Charge enlevée → déformation $\Delta l'//$
3° Charge appliquée de nouveau → déformation $\Delta l_1//$
4° Charge enlevée de nouveau → déformation $\Delta l'_1//$

FIG. 6. – **Charges instantanées.**

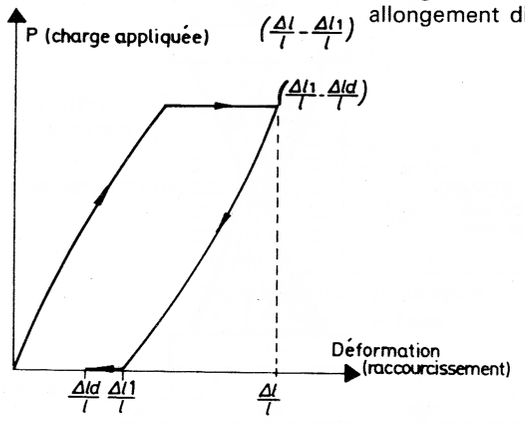


FIG. 7. – **Charges maintenues constantes, puis enlevées.**

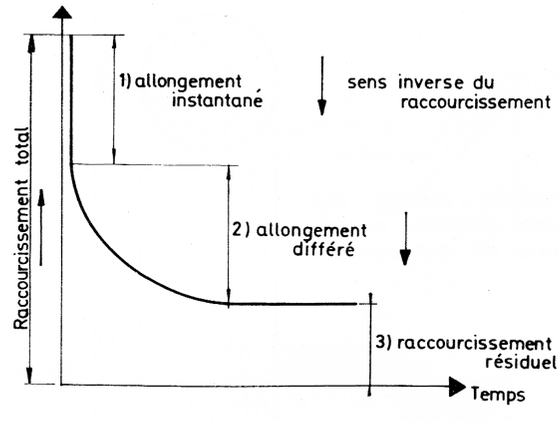


FIG. 8. – **Processus de décompression du béton** en fonction du temps, les charges étant enlevées (analogie avec ressort).

4.15 - Rupture du béton.

Les essais de rupture permettent de mieux saisir le mode de fonctionnement et l'organisation des pièces en B.A.

Matériel utilisé : presse hydraulique munie de manomètres.

Éprouvette normalisée de béton : cylindre de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur.

Essais	Constatation	Explication
1er essai Éprouvette normalisée	La rupture de l'éprouvette se produit de façon à former 2 cônes opposés par le sommet (*fig.* 9).	Cette rupture par compression est due en fait aux efforts latéraux de traction qui poussent le béton au vide par glissement. Le frottement des surfaces sur les plateaux de la presse explique la forme de l'éprouvette restante après l'essai.
2e essai Éprouvette normalisée	Suppression de l'effet d'adhérence en graissant les surfaces en contact. La rupture s'effectue suivant des plans parallèles verticaux (*fig.* 10). L'effort total appliqué est plus réduit.	Chaque tête d'éprouvette ne se trouve plus frettée fictivement.
3e essai Éprouvette de section carrée, hauteur : 4 fois le côté	La rupture peut se produire suivant des plans obliques inclinés de 30° à 40° (*fig.* 11).	La rupture s'effectue suivant les directions principales où les contraintes prennent leurs plus grandes valeurs.

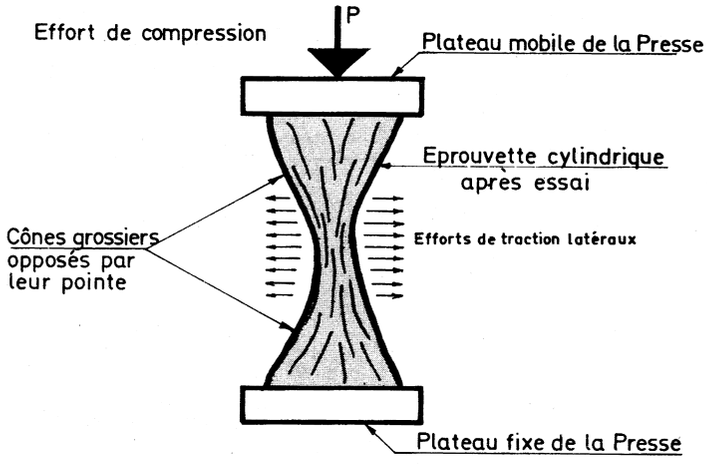
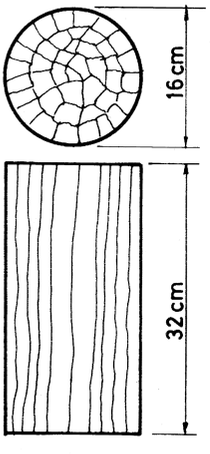


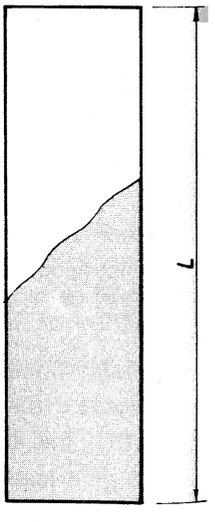
FIG. 9. – **Essai de rupture par compression.**



Rupture suivant des plans parallèles aux efforts de compression.

FIG. 10

Fissure oblique dans le cas d'une éprouvette longue (3 à 4 fois le côté).



Eprouvette de section carrée

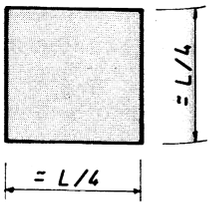


FIG. 11

4.16 - Conclusion à ces essais.

Le matériau béton non armé est soumis à des **tractions internes** provoquées par les contraintes principales dont une image grossière est donnée en considérant un empilement de billes sphériques chassées vers l'extérieur sous l'effet d'une compression.

4.17 - Principe de construction (*fig.* 12 à 17).

La présence d'**armatures :**
- longitudinales,
- transversales,

est indispensable même **dans les éléments comprimés** étant donné le comportement du béton sous l'effet des charges; la résistance du béton à la traction est 13 fois plus faible *environ*, que sa résistance à la compression.

ÉLÉMENTS VERTICAUX
soumis à un effort de compression

FIG. 12

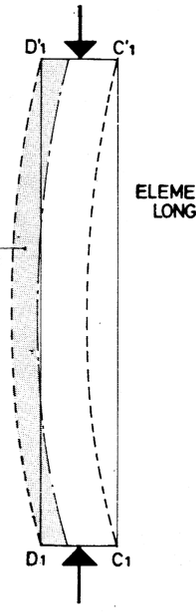


FIG. 15

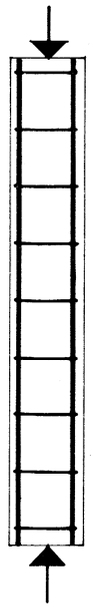


FIG. 13
Section de l'élément vertical

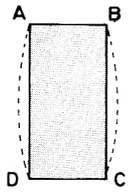


FIG. 16

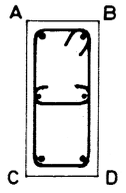


FIG. 14

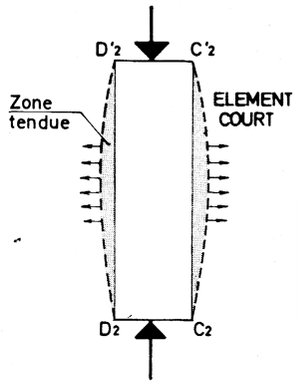
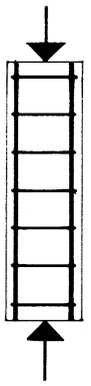


FIG. 17



Légende :
Avant chargement ——————
Après chargement - - - - -

FIG. 12 à 17

4.2 Flexion simple

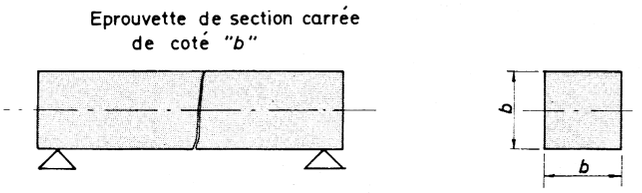


FIG. 18 et 19

4.21 - La mesure de la résistance de flexion s'effectue sur un prisme de béton reposant sur 2 appuis simples (*fig.* 18 et 19) en appliquant :
- soit une charge P au milieu de la portée (*fig.* 20 à 22);
- soit 2 charges P' placées symétriquement par rapport à l'axe (*fig.* 23 à 25).

Charge au milieu

FIG. 20

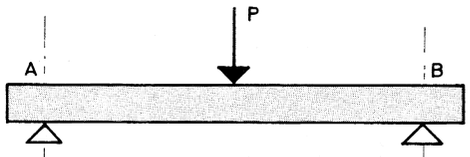


FIG. 21

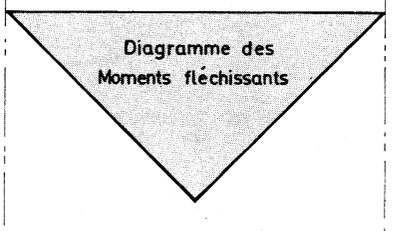
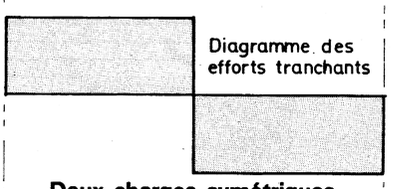


FIG. 22



Deux charges symétriques par rapport à l'axe

FIG. 23

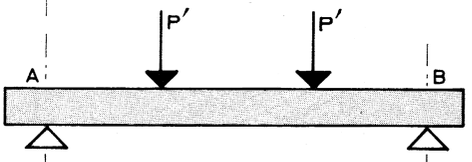


FIG. 24

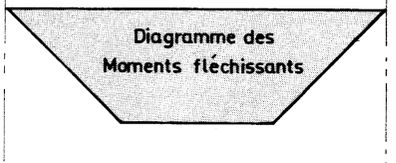


FIG. 25

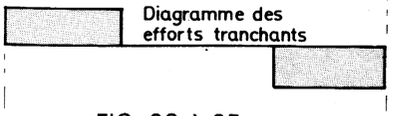


FIG. 20 à 25

Dispositifs d'essais de résistance à la flexion.

4.22 - La flexion allonge certaines fibres et en raccourcit d'autres.

Assimilons une pièce fléchie a une portion de couronne de rayon R (*fig.* 26 et 27) :

- l'arc AB sert de base;
- le rayon R est :
  - plus grand que le rayon R_1 intéressant les **fibres supérieures** qui se trouvent **comprimées :**

$$\widehat{AB} > \widehat{A_1 B_1}$$

  - plus petit que le rayon R_2 intéressant les **fibres inférieures** qui se trouvent **tendues :**

$$\widehat{AB} < \widehat{A_2 B_2}.$$

4.23 - La flexion est accompagnée d'un glissement des fibres :

- dans le **sens longitudinal,** mis en évidence par un essai expérimental avec des lamelles (*fig.* 28 à 30);
- dans le **sens transversal** sous l'effet de l'effort tranchant qui a tendance à séparer deux sections voisines (*fig.* 31 et 32).

FIG. 26

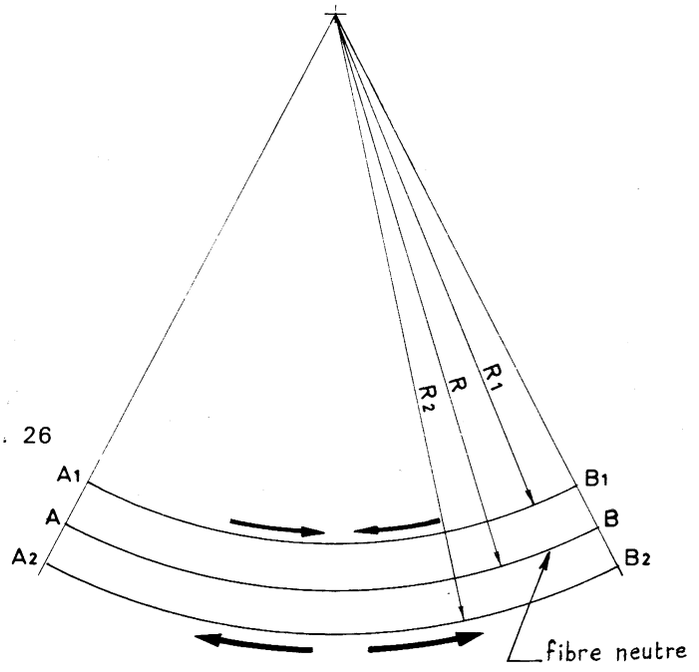
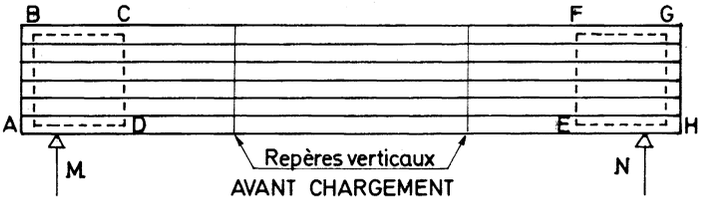


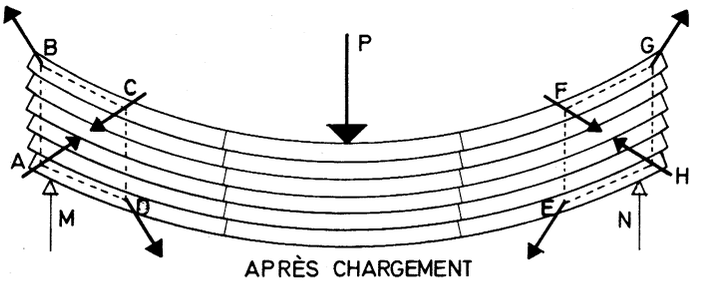
FIG. 27

FIG. 28 A



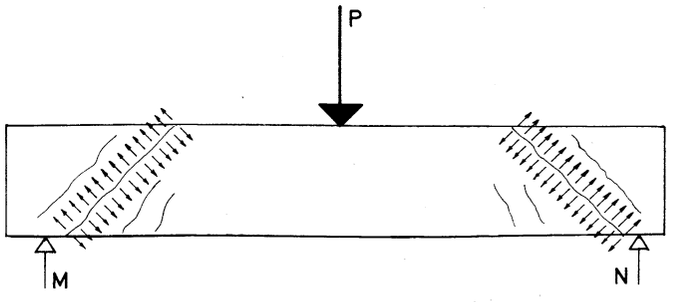
Lamelles de bois superposées reposant sur les appuis M et N.

FIG. 29



Les diagonales BD et EG sont étirées (traction).
Les diagonales CA et FH diminuent de longueur (compression).
Le décalage entre lamelles à chaque extrémité et au droit des repères verticaux met en évidence le glissement longitudinal.

FIG. 30



Les efforts de traction provoquent des fissures à 45° environ, surtout près des appuis.
Cadres et étriers sont nécessaires :

- pour s'opposer au glissement longitudinal ;
- pour limiter les fissures dues aux efforts de traction.

FIG. 28 à 30. – **GLISSEMENT LONGITUDINAL.**

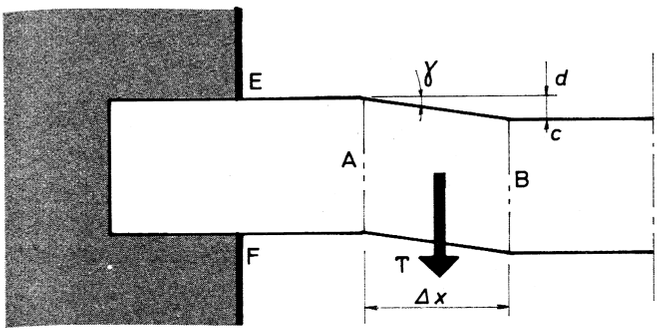


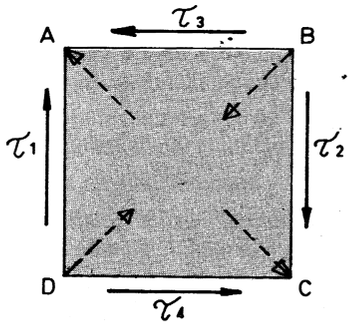
FIG. 31. – **Poutre en béton, non armée, encastrée en EF.** La section A et la section B, séparées par une distance très petite Δx, accusent, sous l'effet de l'effort tranchant T, une déviation $\gamma = \frac{dc}{\Delta x}$

Remarques :

- L'hypothèse de la répartition des contraintes est celle d'un diagramme de forme triangulaire (forme parabolique en réalité) (*fig.* 33 et 34).
- Les directions principales des contraintes de traction sont horizontales à la partie inférieure médiane d'une poutre uniformément chargée reposant sur deux appuis simples (*fig.* 35).

Conclusion :

Dès que la résistance à la rupture du béton est atteinte, tout élément non armé risque de se rompre brutalement. Suivant les cas de chargement et les appuis rencontrés, la solution consiste à placer des aciers résistants en traction pour venir en aide au béton.



Biellette AC tendue
Biellette BD comprimée

FIG. 32

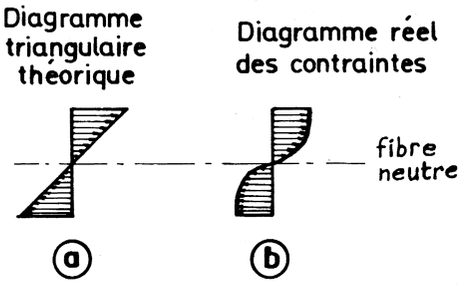
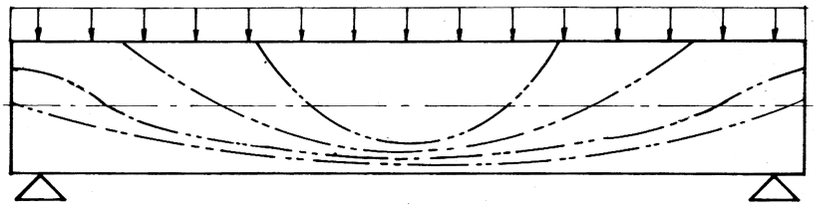


FIG. 33 FIG. 34



Trajectoires des contraintes principales de traction

FIG. 35

CE QU'IL FAUT RETENIR

Questions :	Réponses :
1° Citez un élément porteur horizontal.	Un plancher en B.A.
2° Citez un élément porteur vertical de faible épaisseur et de grande dimension.	Un voile en B.A.
3° Un bâtiment soumis aux charges verticales et horizontales reste en équilibre : grâce à quelles actions extérieures ?	Celles du sol de fondation. Principe : celui des actions mutuelles.
4° S'il existe un raccourcissement dans le sens de la hauteur d'un poteau chargé, la déformation transversale se produit-elle ? Quand ?	Le raccourcissement dans le sens vertical et le gonflement dans le sens horizontal se produisent simultanément.
5° En relisant le paragraphe 4.15, donnez les dimensions d'une éprouvette normalisée.	
6° Dessinez ce qu'on obtient après rupture d'une éprouvette : – sans graisser les surfaces en contact ; – en graissant les surfaces en contact.	Réponse en 4.15.
7° Si la résistance d'un béton en compression est de 400 daN/cm², évaluez la résistance à la traction.	Réponse en 4.17.
8° Si un élément porteur vertical ou si un élément porteur horizontal est non armé, quels sont les risques ? Dites pourquoi ? Que préconisez-vous ?	Réponse en appliquant le principe 4.17, après avoir observé les croquis 12 à 14.

- Le béton peut supporter des efforts de compression considérables, 150 à 600 daN/cm².
  - Par contre, il résiste mal aux efforts de traction, 15 à 35 daN/cm²;
  - Dans les zones tendues, il est exposé à se rompre, aussi la règle consiste à ne pas tenir compte du béton tendu dans les calculs.

1 L'acier est aussi résistant en compression qu'en traction

Schémas de principe : *fig.* 36 à 40.

La charge de rupture de l'acier utilisé, le plus faible, est de l'ordre de 400 à 500 N/mm², soit 4 000 à 5 000 daN/cm² (ou bars).

Dans le cas de la compression, le béton demeure plus économique que l'acier.

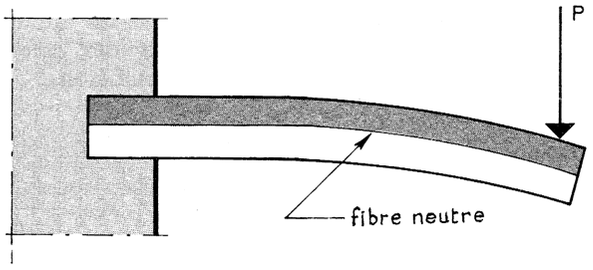


FIG. 36
Encastrement à une extrémité (console).

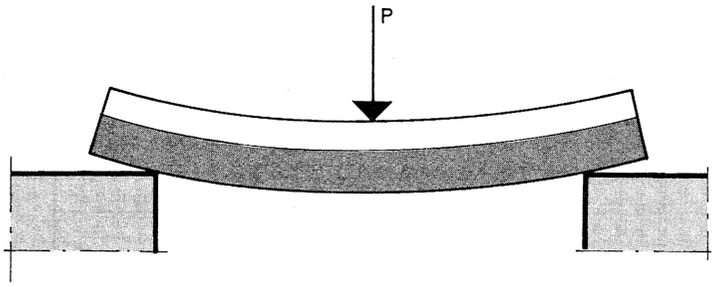


FIG. 37
Poutre sur deux appuis.

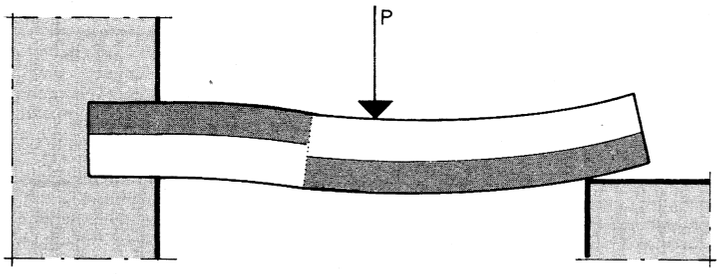


FIG. 38
Poutre à une extrémité encastrée, l'autre sur appui simple.

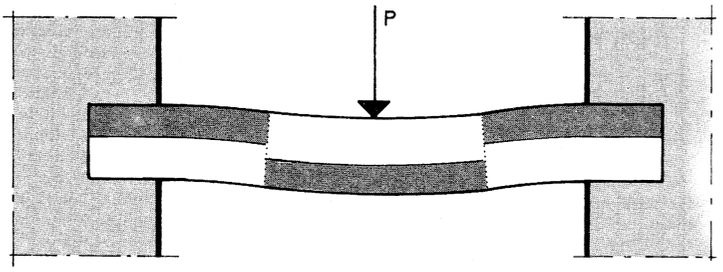


FIG. 39
Poutre avec encastrement à chaque extrémité.

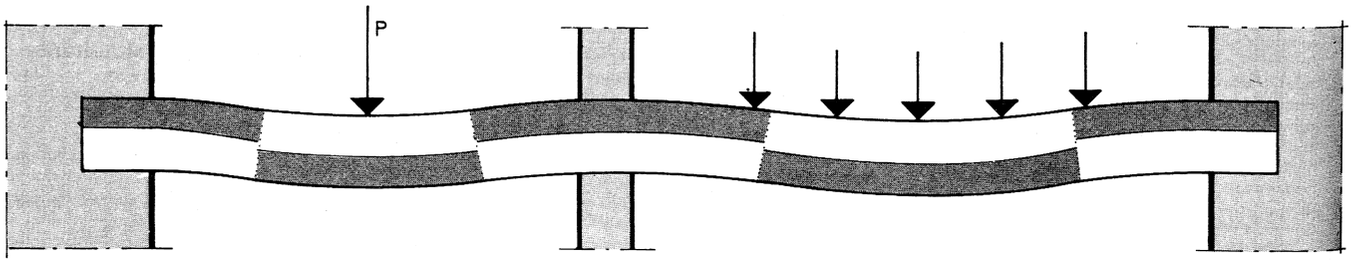


FIG. 40. – Poutre à plusieurs appuis.

FIG. 36 à 40. – **ÉLÉMENTS HORIZONTAUX EN B.A. : ZONES COMPRIMÉES ET ZONES TENDUES.**

Nota : En réalité, la fibre neutre est continue.
Sur les figures, elle est décalée pour mieux délimiter les zones.

2 Principes des constructions

Combiner le béton et l'acier de façon que :

- les efforts de compression soient absorbés par le béton;
- les efforts de traction soient absorbés par l'acier.

Cette possibilité de combinaison et d'existence durable est due :

- à l'absence de réactions chimiques nuisibles entre la pâte de ciment et l'acier;
- à l'adhérence mutuelle béton-acier permettant la transmission des efforts;
- à l'analogie des coefficients de dilatation très voisins (12×10^{-6}) ce qui correspond à 12 microns par mètre et par degré.

3 Conditions essentielles d'utilisation du B.A.

La qualité des aciers et celle des éléments constitutifs des bétons doivent aller de pair.

Les calculs des ouvrages ne peuvent souffrir aucune médiocrité d'où la nécessité de connaître avec précision :

- le rôle de l'adhérence;
- les caractéristiques mécaniques et les contraintes admissibles des bétons et des aciers;
- les conditions relatives à la fissuration, à la sécurité et à la non fragilité des ouvrages (règlement C.C.B.A.);
- l'organisation des éléments en fonction des sollicitations.

La réglementation actuelle pour les travaux de bâtiment est celle du C.C.B.A. (Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en B.A.)

TROUVEZ LES RÉPONSES

Questions :

1° La résistance à la compression d'un béton est de 392 daN/cm². La résistance à la traction est de 28 daN/cm². Trouvez le rapport entre les résistances obtenues.

La règle imposant de ne pas tenir compte du béton tendu dans les calculs est-elle, par suite, justifiée?

2° Au lieu de placer de l'acier comme armature dans le béton armé, pourrait-on utiliser du laiton?

Informez-vous pour connaître son coefficient de dilatation et concluez.

3° Le plâtre adhère très bien aux aciers, pourquoi ne peut-on pas l'utiliser en B.A.?

4° Une poutre en B.A. de 10 m de longueur subit une variation de température de 40 °C. Sachant que le coefficient de dilatation est de 0,000 012, de combien s'allonge-t-elle?

Réponse :

$$\Delta l = 10\,000 \text{ mm} \times 40\,^{\circ}\text{C} \times \frac{0{,}000\,012}{1\,^{\circ}\text{C}} = 4{,}8 \text{ mm}.$$

5° Le module de déformation différée du béton est :

$$E_v = 7\,000 \sqrt{\sigma'_J}.$$

σ'_J est la résistance du béton au bout de « J » jours.

Si $\sigma'_J = 400$ daN/cm², quel est le module de déformation longitudinale?

Réponse :

$$E_v = 7\,000 \sqrt{400} = 7\,000 \times 20 = 140\,000 \text{ daN/cm}^2$$

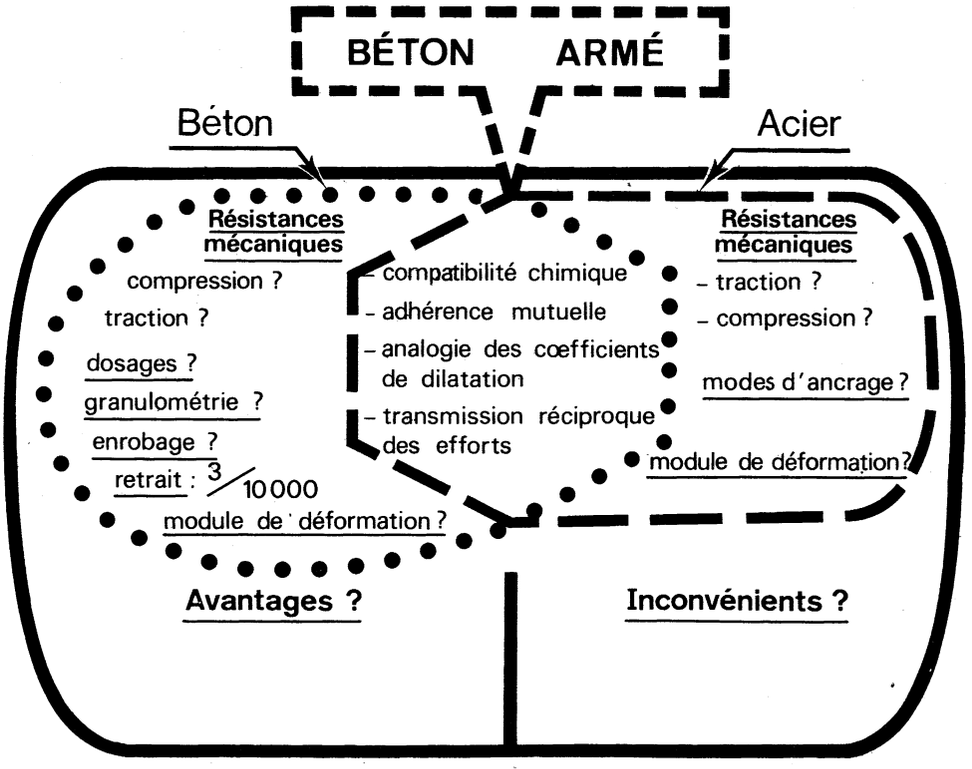
Si celui de l'acier est de 2 100 000 daN/cm², quel est le rapport des modules de déformation de l'acier E_a et du béton E_b?

Réponse :

$$\frac{E_a}{E_b} = \frac{2\,100\,000}{140\,000} = 15,$$

appelé coefficient d'équivalence.

6° Complétez :



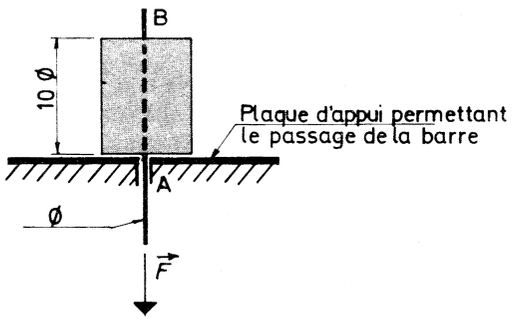
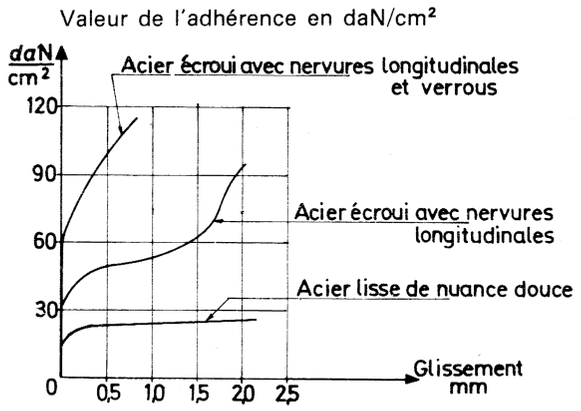


FIG. 1. – **Schéma de principe.**



La qualité de l'adhérence varie avec la surface des barres.

FIG. 2

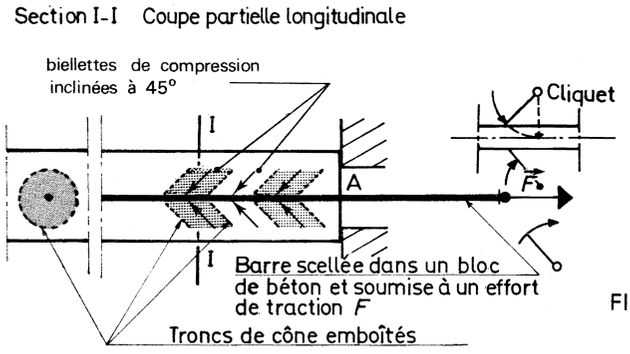


FIG. 3

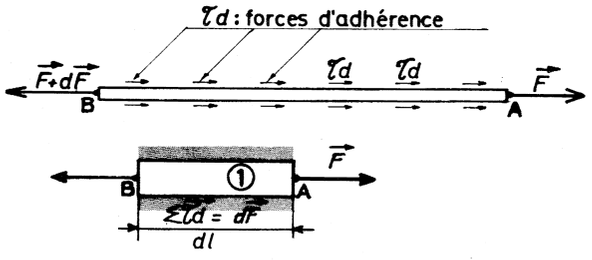


FIG. 4

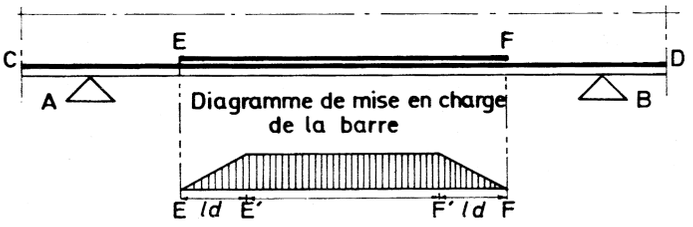
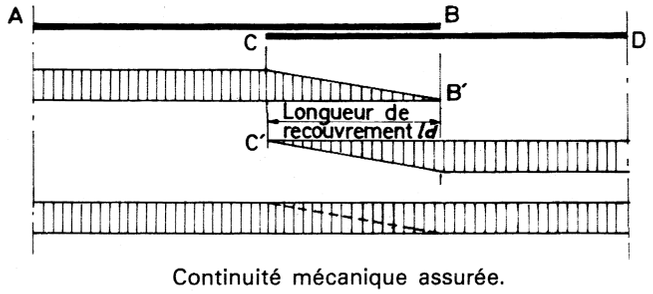
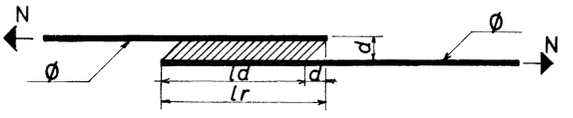


FIG. 5



Continuité mécanique assurée.

FIG. 6



ld : longueur de scellement droit

d : distance séparant les deux armatures

lr : longueur de recouvrement

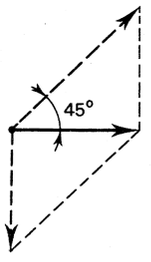


FIG. 7

$lr = ld$ si $d \leqslant 5\ \varnothing$

$lr = ld + d$ si $d > 5\ \varnothing$

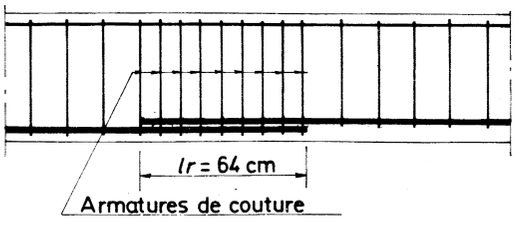


FIG. 8

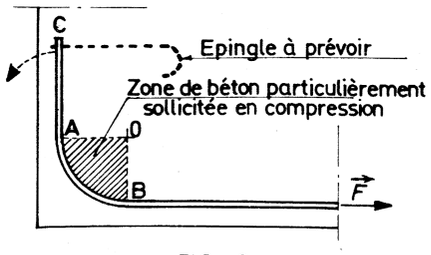


FIG. 9

5. ASSOCIATION BÉTON-ACIER

La condition essentielle de cette association est **l'adhérence béton-acier.**

Cette propriété physique permet :

- la transmission des efforts : le béton et l'acier travaillent ensemble et non séparément;
- le fonctionnement rationnel des éléments en B.A. tels que les poteaux, les poutres, etc.

1 Comment mettre en évidence l'adhérence ?

1.1 Essai d'arrachement d'un barreau d'acier scellé dans le béton

But de l'essai : éprouver par mise en traction progressive une barre scellée.

Type d'éprouvette de béton et section d'acier (*fig.* 1).

Résultats : ils apparaissent sur le graphique (*fig.* 2).

1.2 Conclusions et intérêt de cet essai

La liaison entre le béton et l'acier est caractérisée par la résistance offerte à l'arrachement de la barre sous l'effet de la force $\vec{F}$.

1.21 - Cas d'un acier lisse.

1re zone : les efforts de traction sont proportionnels aux allongements mesurés à partir du point A.

2e zone : le glissement en A s'accentue brutalement et celui de B est amorcé : le glissement est provoqué.

1.22 - Cas d'un acier H.A. : la résistance à l'arrachement varie avec les états de surface de la barre :

- des forces de liaison empêchent la barre de glisser dans la gaine de béton qui l'entoure;
- ces forces de contact assurent la transmission des efforts de l'acier au béton et réciproquement;
- il s'agit d'une adhérence tangentielle.

2 Comment réagit le béton ?

2.1 Sur les ronds lisses

Il se forme une série de troncs de cône emboîtés les uns sur les autres (*fig.* 3).

Les cliquets ainsi formés réagissent par frottement comme des bielles inclinées.

L'égalisation des déformations du béton et de l'acier est rendue possible par l'adhérence.

Deux cas peuvent se produire :

- les forces de contact sont insuffisantes, l'acier s'allonge et le béton ne suit pas : rupture d'adhérence;
- la résistance de la barre à la traction est épuisée : rupture de l'acier.

2.2 Sur les aciers à haute adhérence (H.A.)

Le comportement du béton est identique.

Le béton situé entre les créneaux ou les verrous, sollicité au cisaillement, s'oppose à de nouveaux glissements.

La gaine de béton a tendance à éclater, c'est pourquoi les règlements limitent la contrainte d'adhérence admissible ou prévoient le frettage du béton :

- l'adhérence n'est pas due au phénomène de retrait;
- l'adhérence est due à des forces tangentielles de frottement, grâce aux irrégularités de la surface de la barre et à la formation d'une ferrite de chaux (*fig.* 4).

3 Rôle de l'adhérence dans les ouvrages

3.1 Physique

3.11 - Protection des aciers.

Elle est assurée par la compacité de l'enrobage qui dépend de la qualité et de la mise en œuvre des bétons.

3.12 - Résistance au glissement des barres.

Sous l'effet de la variation de l'effort de traction entre deux sections, dans le cas d'une poutre par exemple,

l'adhérence oblige le béton à suivre l'armature d'où l'appellation « **adhérence par entraînement** ».

3.2 Mécanique

3.21 - Ancrages, scellements.

3.211 - Cas d'une barre rectiligne (*fig.* 5) :

- la contrainte de traction de la barre est nulle à l'extrémité scellée;
- la mise en traction de la barre s'effectue progressivement sur la longueur de scellement;
- la continuité mécanique est assurée par un recouvrement suffisant (*fig.* 6, 7 et 8).

3.212 - Ancrage par courbure (*fig.* 9 et 10).

Il utilise :

- les propriétés du scellement droit;
- les forces de frottement des actions du béton sur la barre.

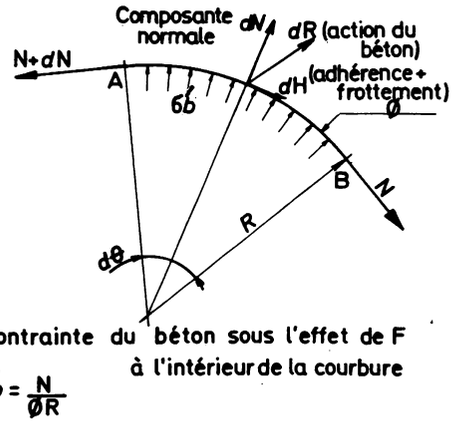


FIG. 10

4 Facteurs de l'association béton-acier

Cette action est favorisée par :

L'état de surface des aciers :

- la forme de la surface latérale : lisse, avec créneaux, avec verrous;
- la propreté des barres débarrassées de leur peau de laminage.

Les qualités du béton d'enrobage :

- granulométrie, granularité, dosage en liant.

Les soins apportés à la mise en œuvre :

- à la plasticité du béton;
- à la vibration;
- à l'enrobage des aciers;
- au durcissement du béton.

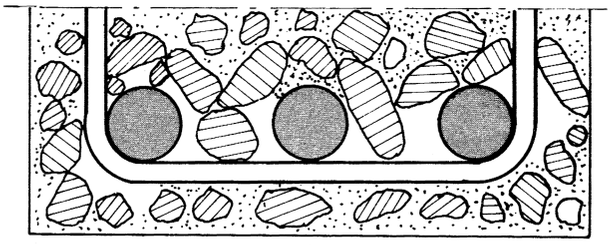


FIG. 11. – Effet de voûte des granulats.

Règles pratiques :

- éviter l'effet de voûte des granulats (*fig.* 11);
- éviter la poussée au vide du béton;
- éviter l'écrasement du béton à l'intérieur d'une courbure;
- prévoir des recouvrements ou des longueurs d'ancrage suffisants (voir *fig.* 7);
- prévoir des armatures dites « de couture » (voir *fig.* 8).

5 Fissuration et comportement du béton et de l'acier

5.1 Le béton est caractérisé du point de vue mécanique par :

- sa faible capacité d'allongement;
- sa faible résistance à la traction voisinant le 1/13e de sa résistance à la compression;
- ses déformations internes dues au retrait, qui mettent le béton en traction.

5.2 Les caractères qualitatifs et quantitatifs des aciers les font utiliser dans les zones tendues.

5.3 L'allongement de l'acier sous l'effet des sollicitations entraîne la fissuration du béton tendu (*fig.* 12).

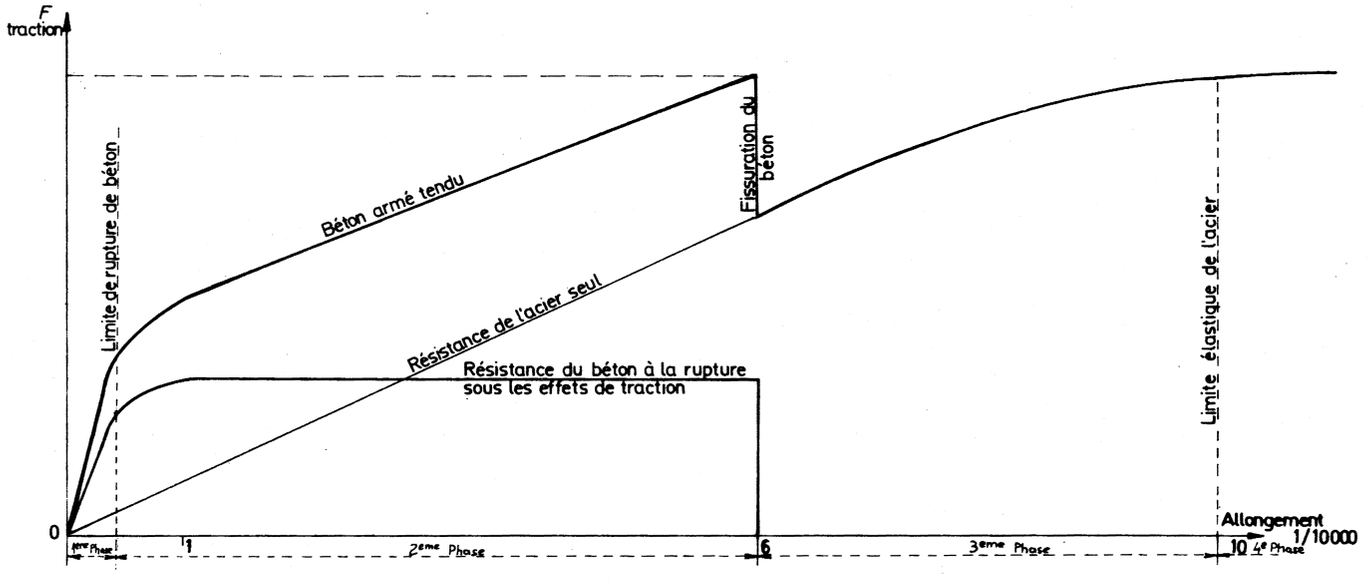
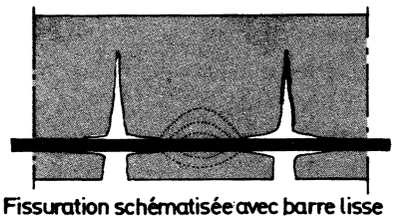


FIG. 12. – **COMPORTEMENT DU BÉTON ARMÉ TENDU.**

1re phase : Le béton et l'acier s'aident mutuellement.
2e phase : Le béton suit plastiquement l'acier, mais sa résistance à la rupture est dépassée.
3e phase : L'acier travaille indépendemment du béton.
4e phase : La limite élastique de l'acier est dépassée.



Fissuration schématisée avec barre lisse

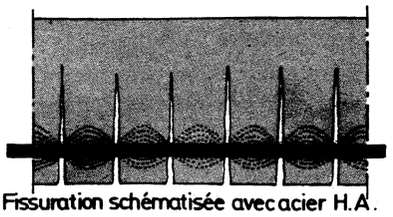
FIG. 13

5.31 - Cas des ronds lisses (*fig.* 13).

Les fissures sont larges car elles prennent à leur compte l'allongement de l'acier glissant dans le béton.

5.32 - Cas des barres à haute adhérence (*fig.* 14).

Les fissures sont fines et étroitement espacées. Cette répartition résulte des multiples points d'ancrage égalisant la distribution des contraintes.



Fissuration schématisée avec acier H.A.

FIG. 14

6 Limitation de la fissuration (fig. 15 et 16)

6.1 Elle s'impose pour des raisons :

- d'étanchéité, d'imperméabilité;
- d'aspect tant à l'intérieur qu'à l'extérieur des locaux;
- de durabilité des ouvrages en évitant le risque de corrosion.

6.2 Elle se trouve basée sur :

- la limitation de la contrainte admissible des aciers (voir les caractères mécaniques des aciers et conditions relatives à la fissuration);
- un pourcentage suffisant d'acier pour éviter une fissuration localisée et une disposition judicieuse (*fig.* 17);
- l'utilisation de barres de petits diamètres;
- un enrobage suffisant des aciers mais non exagéré (*fig.* 18).

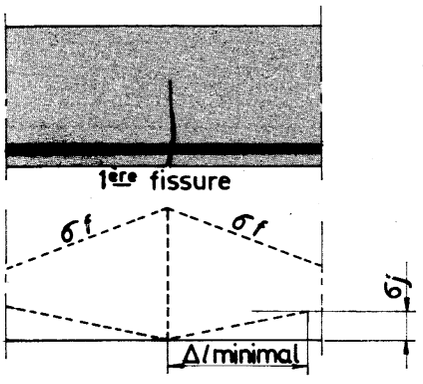


FIG. 16

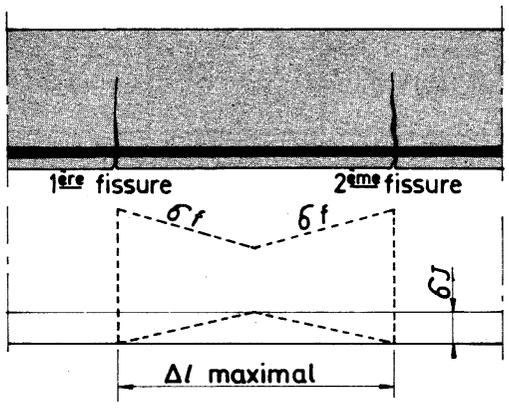


FIG. 15

σ_j : résistance à la traction du béton à J jours.
$A\sigma_f$: effort transmis au béton par les aciers (A étant la section des aciers).

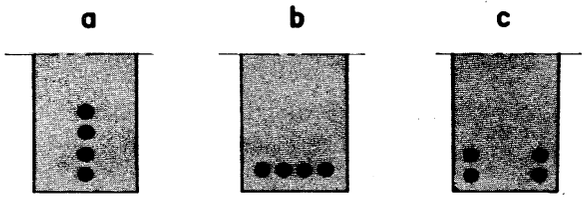


FIG. 17

Les dispositions **a** et **b** sont nettement plus défavorables que la disposition **c**.

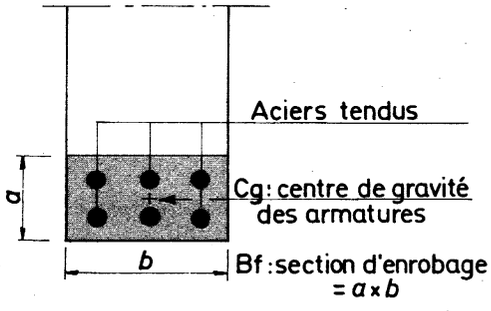


FIG. 18

LES CONTRAINTES ADMISSIBLES DES BÉTONS

CONTRAINTE DE COMPRESSION ADMISSIBLE.

La contrainte nominale de compression du béton à l'âge de 28 jours est désignée par σ'_{28}; elle sert de base pour apprécier les contraintes admissibles.

La contrainte de compression admissible tient compte :

- d'un coefficient de sécurité;
- du phénomène d'adaptation du béton;
- de la nature des ouvrages;
- de la contrainte nominale évaluée ou réelle;
- des soins apportés à la fabrication du béton et à sa mise en œuvre.

La contrainte admissible dans le cas de la compression simple (*Exemple :* pour un poteau intérieur) est désignée par $\overline{\sigma'_{bo}}$.

La contrainte admissible dans le cas de la flexion simple (*Exemple :* pour une poutre sur 2 appuis) est désignée par $\overline{\sigma'_b}$.

CONTRAINTE DE TRACTION ADMISSIBLE.

Elle est désignée par $\overline{\sigma_b}$.

CONTRAINTES ADMISSIBLES A PRIORI AUX BÉTONS COURANTS :

- **en flexion simple;**
- **en compression simple;**
- **en traction.**

Ces contraintes sont exprimées en bars. Rappelons que 1 bar = 1 daN/cm² = 10 N/cm² = $\frac{1}{10}$ N/mm².

Dosage de ciment en kg/cm³ de béton	Contrôle strict			Contrôle atténué		
	$\overline{\sigma'_b}$ (bars)	$\overline{\sigma'_{bo}}$ (bars)	$\overline{\sigma_b}$ (bars)	$\overline{\sigma'_b}$ (bars)	$\overline{\sigma'_{bo}}$ (bars)	$\overline{\sigma_b}$ (bars)
250	108	54	5,3	90	45	4,4
300	138	69	6,2	115	57,5	5,2
350	162***	81**	7,0*	135***	67,5**	5,8*
400	180	90	7,5	150	75	6,2

Ainsi pour le calcul d'un poteau soumis à la compression simple réalisé avec un béton dosé à 350 kg/m³, la contrainte admissible serait de 67,5 bars en contrôle atténué et 81 bars en contrôle strict.

Pour une poutre de section rectangulaire, avec le même dosage en liant, la contrainte admissible en compression serait de 135 bars en contrôle atténué et de 162 bars en contrôle strict.

LES CONTRAINTES ADMISSIBLES DES ACIERS

Contrainte de traction admissible désignée par $\overline{\sigma_a}$. Elle est égale à la fraction ρ_a de sa limite d'élasticité nominale σ_{en} :

$$\overline{\sigma_a} = \rho_a \cdot \sigma_{en}.$$

Pour les sollicitations pondérées du **premier genre*** (voir haut de page suivante), la valeur de ρ_a est prise égale à 2/3 :

d'où : $$\overline{\sigma_a} = 2/3\ \sigma_{en}.$$

Pour les sollicitations du **second genre*** (voir haut de page suivante), on prend $\overline{\sigma_a} = \sigma_{en}$.

Contrainte de compression admissible, désignée par $\overline{\sigma'_a}$. Pour les sollicitations pondérées du 1er genre, elle est égale aux 2/3 de la limite d'élasticité nominale de l'acier, sauf pour les poteaux et colonnes quand $\sigma_{en} < 3\,300$ bars et où la contrainte admissible devient :

$$\overline{\sigma'_a} = 2/3\ \sigma_{en} \times \frac{\sigma_{en}}{3\,340}.$$

Pour les sollicitations du 2e genre : $\overline{\sigma'_a} = \sigma_{en}$.

Tableau résumé des contraintes admissibles de l'acier (cas de la traction)

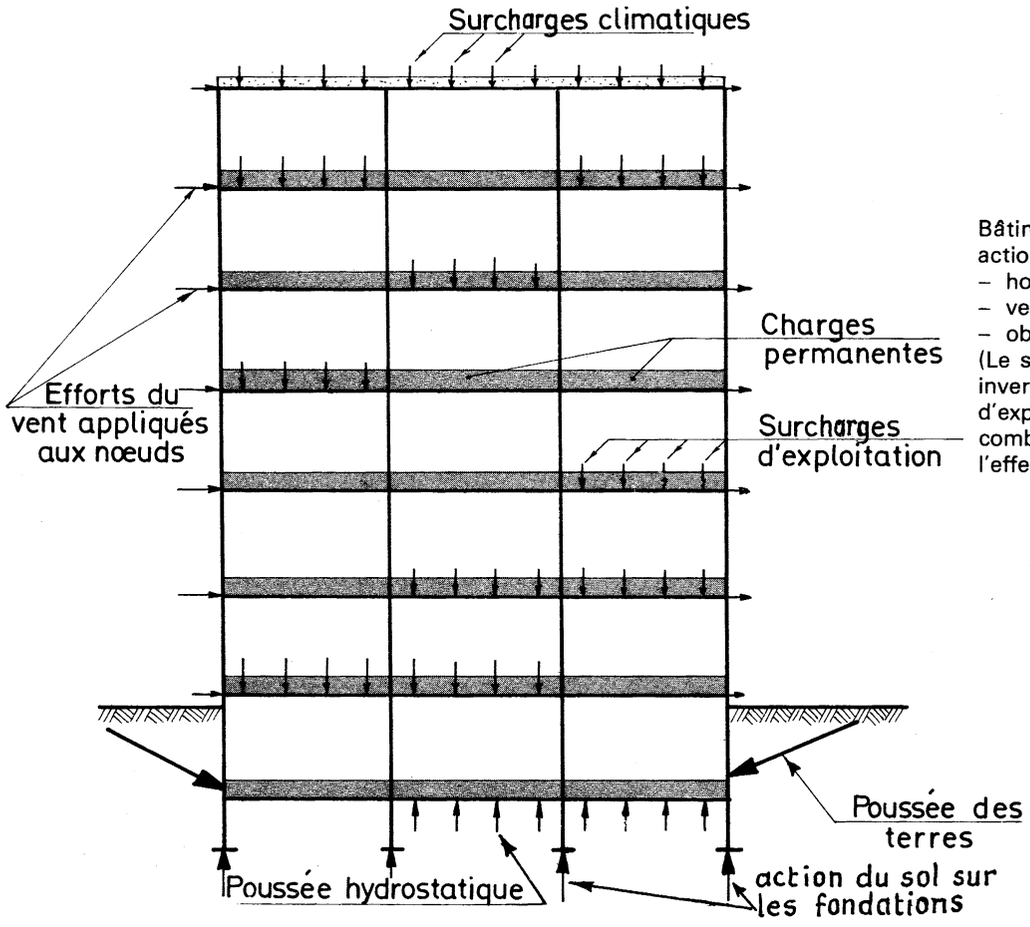
Types d'acier	Classe	Limite d'élasticité σ_{en} (en bars)	Contraintes admissibles $\overline{\sigma_a}$ (en bars)	
			Pour sollicitations du 1er genre	Pour sollicitations du 2e genre
Ronds lisses	Fe E 22	2 160	1 440 soit 144 N/mm²	2 160 soit 216 N/mm²
	Fe E 24	2 350	1 560 soit 156 N/mm²	2 350 soit 235 N/mm²
	Fe E 34	3 340	2 220 soit 222 N/mm²	3 340 soit 334 N/mm²
Barres à haute adhérence	Fe E 40 A et Fe E 40 B	⌀ ⩽ 20 mm 4 120	2 740 soit 274 N/mm²	4 120 soit 412 N/mm²
		⌀ > 20 mm 3 920	2 610 soit 261 N/mm²	3 920 soit 392 N/mm²
	Fe E 45	4 410	2 940 soit 294 N/mm²	4 410 soit 441 N/mm²
	Fe E 50	4 900	3 260 soit 326 N/mm²	4 900 soit 490 N/mm²
Treillis soudés	—	⌀ ⩽ 6 mm 5 200	3 460 soit 346 N/mm²	5 200 soit 520 N/mm²
	—	⌀ > 6 mm 4 410	2 940 soit 294 N/mm²	4 410 soit 441 N/mm²

* Sollicitations pondérées du 1er genre :
- charge permanente + 1,2 fois les surcharges d'exploitation + effet de température;
- charge permanente + surcharges + surcharges climatiques + effet de température.

* Sollicitations pondérées du 2e genre, en particulier : charge permanente + 1,5 fois les surcharges d'exploitation + 1,5 fois les surcharges climatiques + effet de température.

RETENONS L'ESSENTIEL :

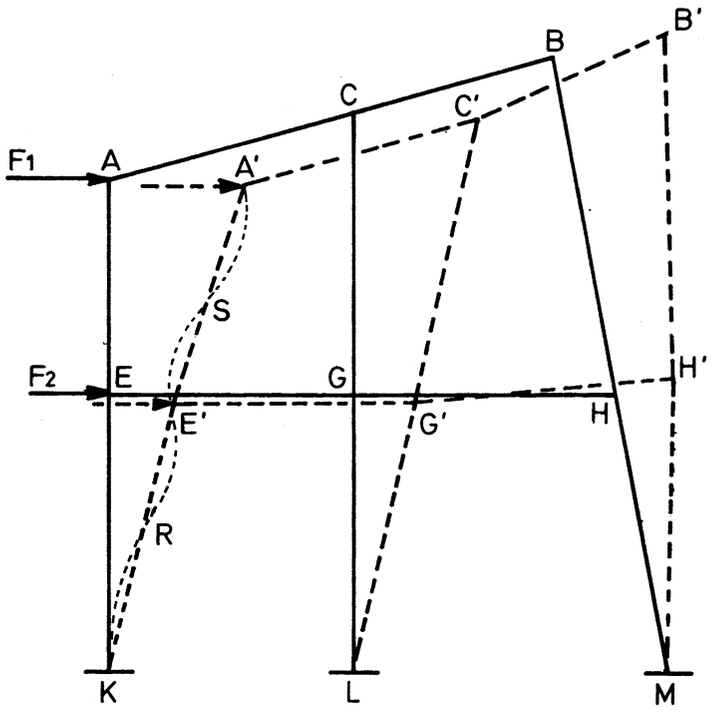
Questions :	Réponses :
1° Comment se transmettent les efforts du béton à l'acier et de l'acier au béton?	La transmission des efforts s'effectue grâce à l'adhérence.
2° A quoi est due l'adhérence?	L'adhérence est due : - aux irrégularités de la barre; - à la formation d'une ferrite de chaux.
3° Comment agit le béton sur un rond lisse sollicité en traction?	Il se forme une série de troncs de cône emboités qui viennent serrer la barre et l'empêchent de glisser.
4° Qu'appelle-t-on « adhérence par entraînement ».	Lire le § 3.
5° Comparez les fissures du béton armé dans le cas d'utilisation de rond lisse et de barre à haute adhérence.	Observez les *figures* 13 et 14 et concluez.
6° Pourquoi utilise-t-on des barres de petits diamètres pour limiter la fissuration?	Section d'un ⌀ 10 : 0,78 cm². Section d'un ⌀ 20 : 3,14 cm². Il faut 4 ⌀ 10 pour égaler la section d'un ⌀ 20. Comparons les périmètres : ⌀ 20 → $p_1 = 6{,}28$ cm. 4 ⌀ 10 → $p_2 = 3{,}14 \times 4 = 12{,}56$ cm. La surface latérale sera doublée avec des ⌀ 10, et les forces d'adhérence aussi.
7° Si une barre tendue est enrobée à moitié de sa surface, la fissuration est favorisée. Dites pourquoi.	Il suffit d'observer la *figure* 3 pour s'apercevoir que : - l'adhérence normale est négligeable; - les troncs de cône ne sont plus formés.
8° Comment assure-t-on la continuité mécanique si nous avons une poutre de portée 8 m et des barres de longueur 6 m?	Réponse sur la *figure* 6.
9° Quelles sont les dispositions d'aciers qui favorisent la fissuration dans une poutre en B.A.?	Voir la *figure* 17.
10° Pourquoi les rayons de courbure des aciers, en vue de réaliser des crochets, sont-ils imposés?	Réponse au § 3.2 (voir la *figure* 9).



Bâtiment soumis à des actions :
- horizontales,
- verticales,
- obliques.

(Le sens du vent peut être inversé et les surcharges d'exploitation peuvent être combinées pour produire l'effet le plus défavorable.

FIG. 1. – **COUPE SCHÉMATIQUE DE LA STRUCTURE.**



Déformation de la construction sous l'effet des seules forces horizontales F_1 et F_2. On conçoit ainsi l'existence des moments de flexion dans les éléments horizontaux et verticaux. La traverse ACB est venue en A'B'C' et n'est plus rectiligne. De même, l'élément vertical AEK devient A'E'K'.

Les droites A'C', C'B', B'H', etc... représentent les cordes reliant les extrémités de la ligne déformée. En fait, l'hypothèse des nœuds rigides conduit, pour le montant AEK, à l'allure de la déformée A'SE'RK.

FIG. 2

6. FONDATIONS

NOTIONS DE BASE

Une construction doit être en position d'équilibre par rapport au sol.

Les actions qui s'exercent sur la construction sont :

- les forces dues à sa masse : force d'attraction de la terre (poids);
- les forces dues au vent, à la neige, à la chaleur solaire;
- des forces de contact du sol sur la partie de la maçonnerie qui porte le nom de fondation.

Cet ensemble de forces doit à tout instant être en équilibre.

Quel est le rôle de la fondation ? → **La fondation transmet au sol les effets :**

- des charges permanentes (voir *figure* 1);
- des charges d'exploitation;
- des actions climatiques.

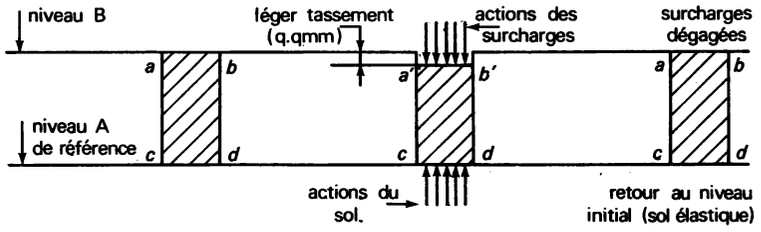
Elle reçoit les actions ascendantes du sol. Toutes ces actions constituent un système de forces en équilibre (principe de l'égalité des actions réciproques).

Que veut-on ? → **La stabilité de l'ensemble du bâtiment est le problème n° 1**

1 Problèmes posés au constructeur

Quels sont les risques ? → **1.1 La déformation du sol porteur peut s'effectuer par**

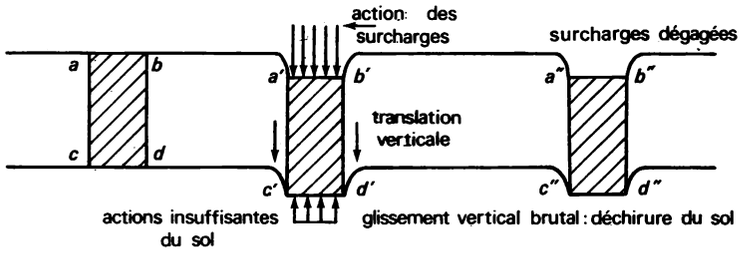
1.11 - Tassement élastique :



1.12 - Tassement permanent :

- le **squelette** (particules de terre seules, l'eau et l'air étant partiellement chassés) s'affaisse de façon définitive;
- les **désordres** graves sont alors à craindre : dislocation, fissuration, rupture des éléments de construction surtout si l'affaissement est inégal.

1.13 - Poinçonnement ou rupture localisée :



Quelle règle adopter en pratique ? → **Les contraintes admises ne doivent pas dépasser le quart de la contrainte de poinçonnement.**

Quelles actions et quels facteurs entrent en jeu ?

1.2 La stabilité du complexe situé

- dans le sol (infrastructure)
- au-dessus du sol (superstructure)

Dépend :

- des actions mécaniques → horizontales (vent), verticales (charges), obliques (poussées des terres) } (*fig.* 1)
- des sollicitations qui s'ensuivent → moments de flexion, moments de torsion } (*fig.* 2)

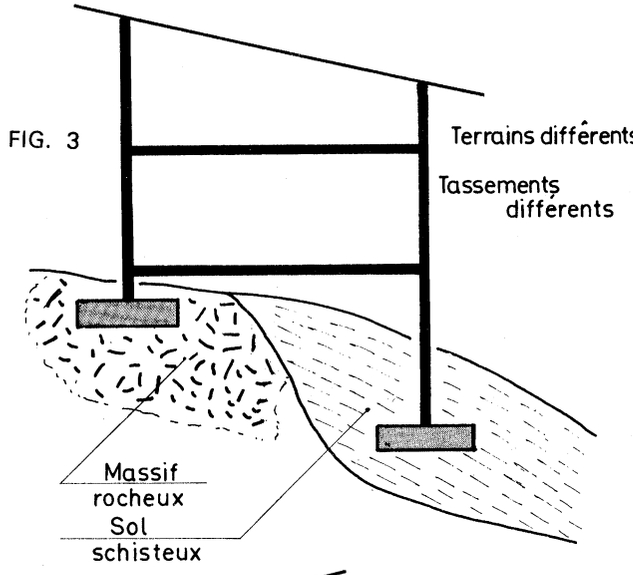


FIG. 3

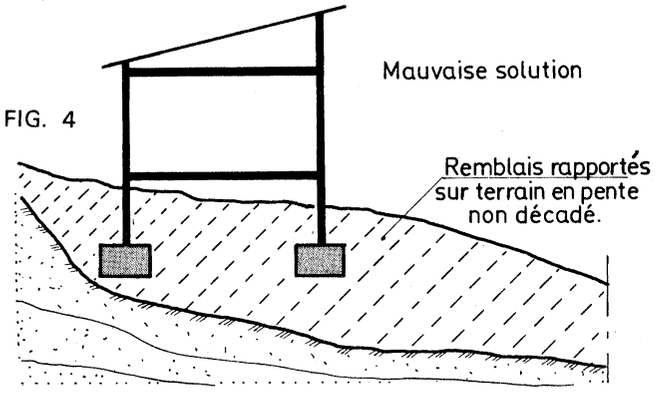


FIG. 4

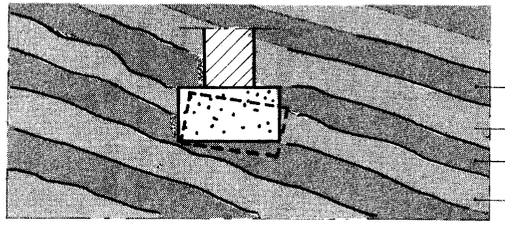
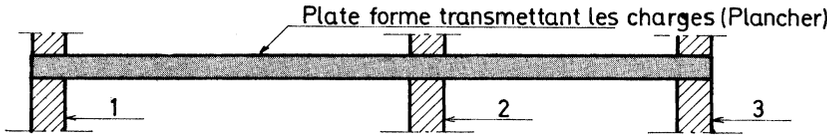


FIG. 8



Points d'appui 1,2,3, avant tassement

Coupe partielle transversale

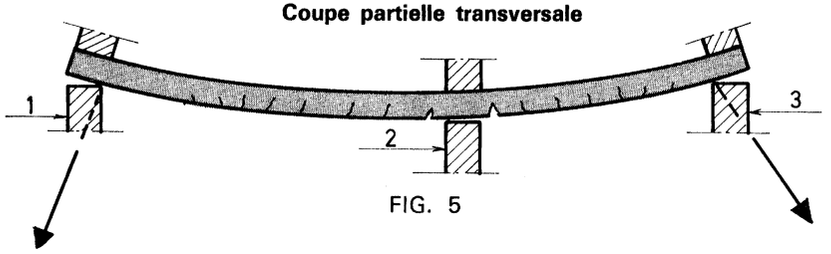
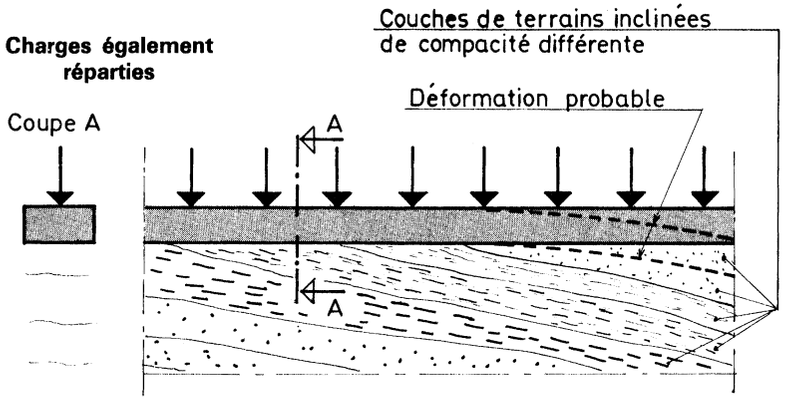


FIG. 5

Charges également réparties

Coupe A



Coupe partielle longitudinale

FIG. 6

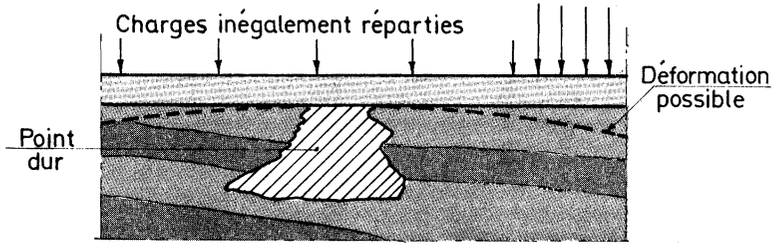
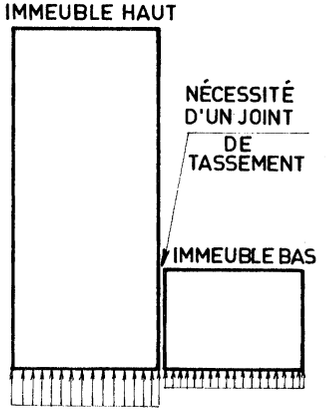


FIG. 9

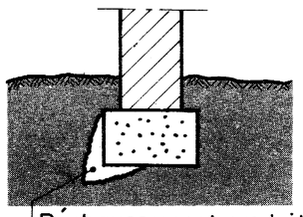
En cas de tassement de l'appui 2, les apppuis 1 et 3 subissent des réactions complémentaires et des désordres importants peuvent se produire sur plusieurs niveaux.



Charges différentes et actions du sol différentes

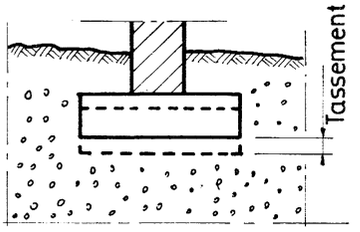
FIG. 7

- de la nature du sol de résistance variable d'un point à un autre et de ses caractéristiques physiques → capillarité, perméabilité, cohésion (*fig.* 3 à 6)
- du type de construction → bâtiment long et bas, bâtiment haut (tour) (*fig.* 7)
- de l'environnement : constructions voisines dont le tassement s'est déjà produit;
- des poussées hydrostatiques : problème des sous-pressions d'eau;
- des effets consécutifs à la dilatation, au gel, à la poussée des terres, aux vibrations.



Déchaussement produit par circulation d'eau souterraine

FIG. 10



Tassement du squette dans le cas d'un sol gorgé d'eau puis asséché.

FIG. 11

Quel type de fondation choisir?

1.3 Le choix s'effectue souvent à partir de deux critères principaux :

- assurer la **sécurité** des habitants et la **stabilité** de l'immeuble.
- adopter une **solution économique.**

Parmi les techniques qui s'offrent au constructeur en matière de fondation et étudiées par la suite, on a :

- **les semelles de fondation**
  - continues sous un mur
  - continues sous des poteaux
  - isolées
  - excentrées
- **les radiers :** simples ou généraux

→ fondations dites **superficielles** (à la surface du sol)

- **les puits** → fondations **semi-profondes**
- **les pieux** → fondations **profondes**
- **les parois moulées, les cuvelages** → fondations **spéciales**

etc.

A partir de quoi?

Quelle pression peut supporter le sol?

1.4 Les taux usuels indicatifs estimés pour les pressions des fondations superficielles sont de l'ordre de :

- 0,2 à 2 bars pour les argiles*;
- 0,5 à 2,5 bars pour les terrains non cohérents à compacité moyenne*;
- 2,5 à 5 bars pour les terrains non cohérents à bonne compacité;
- 5 à 30 bars pour les roches saines, non désagrégées, non fissurées.

Les essais de sols fournissent dans chaque cas particulier des indications plus précises.

* **le bar** est l'unité qui correspond à 1 daN/cm²;

* **la compacité** est définie par le rapport $\frac{\text{volume de tous les grains}}{\text{volume total (grains + vides)}}$ toujours inférieur à l'unité.

Comment sont prises en compte les charges et les surcharges?

2 Charges et surcharges transmises au sol

2.1 On distingue :

2.11 - Les charges permanentes : poids des toitures, planchers, murs, etc., prises en compte intégralement.

2.12 - Les surcharges d'exploitation (symbole S) :

- **statiques :** meubles, matériel, dépôts;
- **dynamiques :** machines, personnes;
- **climatiques :** neige, vent, dilatations.

Comme il est rare que toutes les surcharges agissent simultanément, on applique, pour leur détermination, la loi de dégression. Cette loi consiste à réduire les surcharges identiques ou non à chaque étage, de 10 % par étage jusqu'à 0,50 S sauf pour le dernier et avant-dernier niveau.

S_0	(0)	S_0
S_1	(1)	$S_0 + S_1$
S_2	(2)	$S_0 + 0{,}95\ (S_1 + S_2)$
S_3	(3)	$S_0 + 0{,}90\ (S_1 + S_2 + S_3)$
S_4	(4)	$S_0 + 0{,}85\ (S_1 + S_2 + S_3 + S_4)$
S_5	(5)	$S_0 + 0{,}80\ (S_1 + S_2 + S_3 + S_4 + S_5)$
S_6	(6)	.....
S_7	(7)	
S_8	(8)	étage n : $S_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right)(S_1 + S_2 \ldots S_n)$
S_9	(9)	
S_{10}		

TABLEAU DE DÉGRESSION DES SURCHARGES

2.2 Principes de calcul des charges et surcharges

- le choix d'un tronçon de mur de 1 m de long sollicité à la fois par les charges et surcharges les plus défavorables est retenu pour l'estimation ;
- les surcharges d'exploitation sont affectées du coefficient 1,20 ;
- le vide des ouvertures est négligé s'il ne dépasse pas 25 % de la surface du mur de refend ou de façade.

QUE RETENIR ?

1° Quel est le problème essentiel posé au constructeur lorsqu'il édifie un bâtiment ?

2° Quels sont les risques possibles consécutifs à la mise en charge du terrain porteur ?

3° Quelles différences établir entre :

- tassement élastique,
- tassement permanent,
- poinçonnement ?

} traduisez ces différences par des schémas de principe

4° En observant la figure n° 1, quelles sont les actions subies par le bâtiment et transmises à la fondation ?

5° Pour une argile compacte, quelle serait la résistance admise à défaut d'étude de sol ?

6° Quelles seraient les conséquences pour la stabilité du bâtiment si un point dur existait au milieu de la longueur d'une fondation non armée chargée plus intensément à ses extrémités ?

- Établir le schéma de construction.
- Tracer les déformations possibles.
- Déduire les conséquences.

7° **Exemple de calcul des pressions sur un terrain**

7.1 **Données** (voir *fig.* 12).

- Pavillon sur cave avec un rez-de-chaussée et un étage.
- Couverture : terrasse non accessible.
- **Caractéristiques :**
  - murs :
    - épaisseur du mur de façade : 16 cm, masse correspondante : 320 kg/m^2,
    - épaisseur du mur de refend : 22 cm, masse correspondante : 440 kg/m^2,

- terrasse : charge + surcharges × 1,20 = 500 kg/m²;
- plancher haut de la cave : 700 kg/m² (charges + surcharges × 1,20);
- plancher haut du rez-de-chaussée : 600 kg/m² (charges + surcharges × 1,20);
- semelles S_1 : 800 kg/ml (mètre linéaire);
- semelles S_2 : 1 200 kg/ml;
- largeur de la fondation : 70 cm.

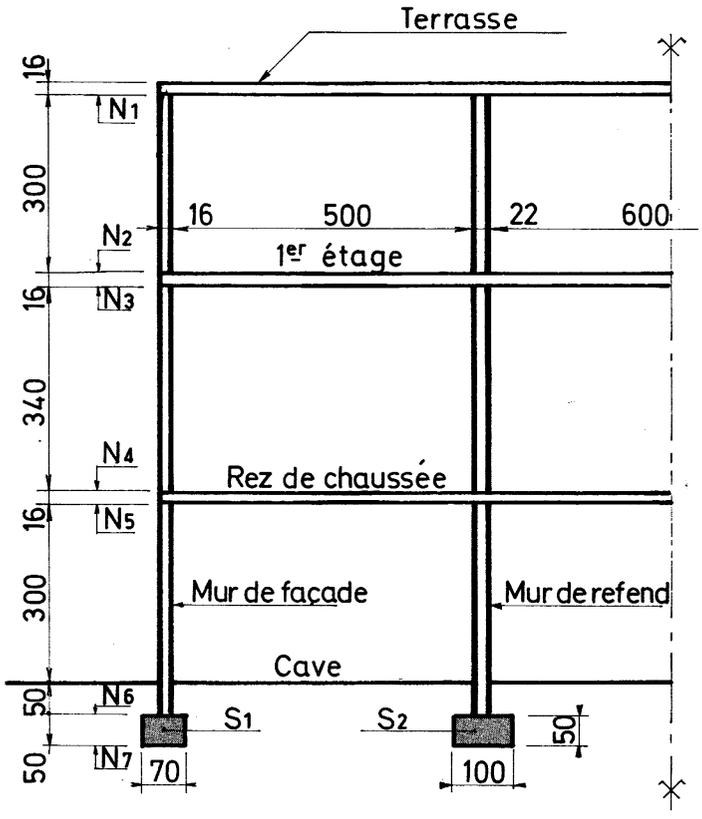


FIG. 12
(Coupe schématique)

7.2 **Tableau de calcul**

Descente de charge du mur de façade (l = 1 m).

Niveau	Éléments : calcul des masses en kg	Masse cumulée
N_1	Terrasse : (2,50 + 0,16) 1,00 × 500	1 330
N_2	Venant de N_1 ..... 1 330 Mur de façade de l'étage : 3,00 × 1,00 × 320 = 960 =	2 290
N_3	Venant de N_2 ..... 2 290 Plancher haut du rez-de-chaussée : 2,66 × 1,00 × 600 = 1 596 =	3 886
N_4	Venant de N_3 ..... 3 886 Mur de façade du rez-de-chaussée : 3,40 × 1,00 × 320 = 1 088 =	4 974
N_5	Venant de N_4 ..... 4 974 Plancher haut de la cave : 2,66 × 1,00 × 700 = 1 862 =	6 836
N_6	Venant de N_5 ..... 6 836 Mur de façade de la cave : 3,50 × 1,00 × 320 = 1 120 =	7 956
N_7	Venant de N_6 ..... 7 956 Semelle S_1 ..... 800 =	8 756

Avec $\gamma = 10$ (γ étant l'accélération due à la pesanteur) :

- la force exercée sur un mètre de longueur de fondation est de 8 756 daN;
- la pression p exercée sera le quotient de la force par la surface portante soit :

$$p = \frac{8\,756}{70 \times 100} \# 1{,}25 \text{ daN/cm}^2.$$

La descente de charges pour le mur de refend serait conduite identiquement.

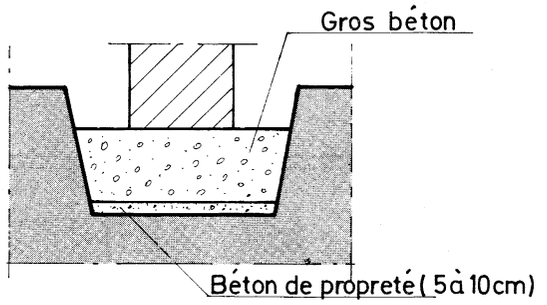


FIG. 1. – **Coulage sans coffrage.**

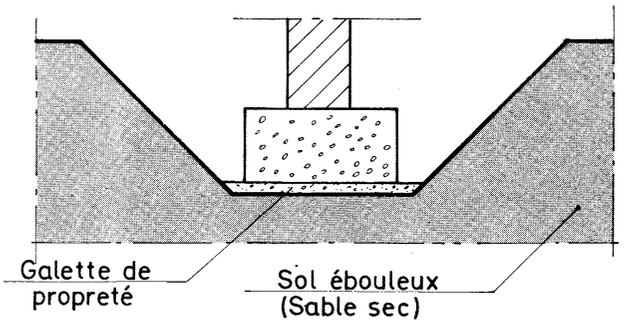


FIG. 2. – **Coulage avec coffrage.**

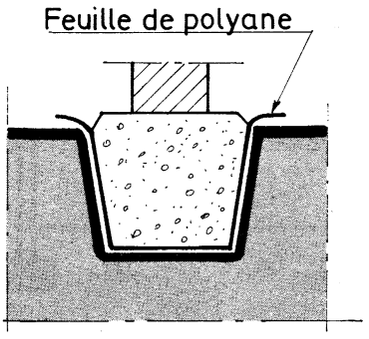


FIG. 3

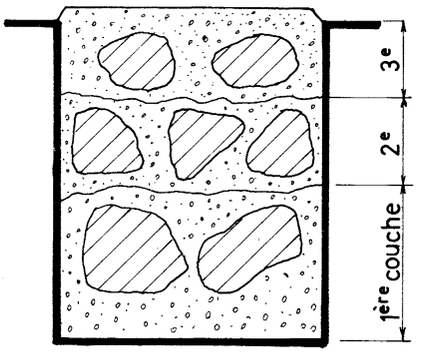


FIG. 4. – **Béton cyclopéen.**

Couches alternées de béton et de moellons formant bloc en dépit de l'irrégularité de la répartition béton-moellons.

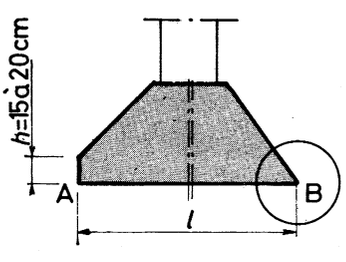


FIG. 5

Cas d'un empattement important et suppressions des gradins. En B, la rigole en gros béton est fragile. Il faut procéder comme en A.

Vue en plan de la fondation.

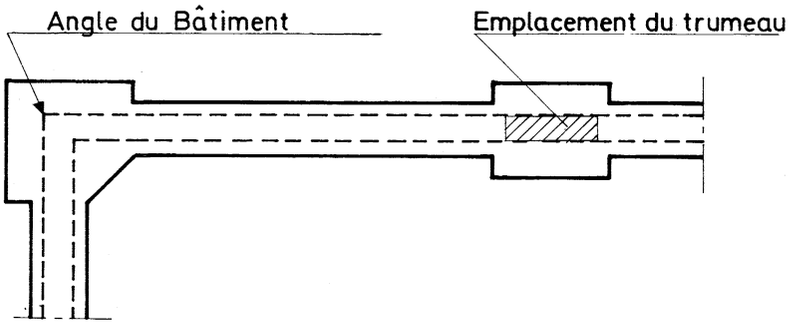
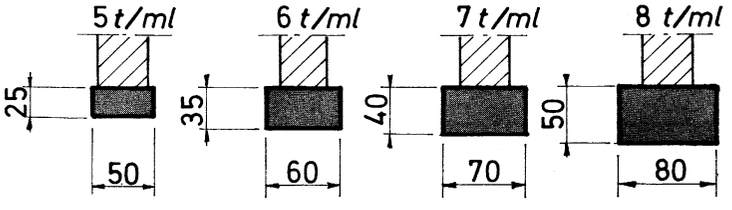


FIG. 6

Renforcement des fondations par élargissement dans le cas des angles et trumeaux plus chargés.



Contraintes sur le sol : voisines de 1 daN/cm².

FIG. 7. – **Solutions possibles.**

7. LES FONDATIONS SUPERFICIELLES

7.1. FONDATIONS SUPERFICIELLES PAR RIGOLES

Il s'agit des fondations à faible profondeur (en surface) sans ou avec peu d'armature.

De quoi s'agit-il ?

1 Fondations par rigoles (fig. 1 à 6)

Rôle	Caractéristiques	Avantages et inconvénients	Cas d'emploi
Supporter de faibles charges : des murs continus porteurs ou non	Section rectangulaire Dimensions courantes de 25 cm × 50 cm hauteur × largeur à 50 cm × 100 cm Constitution : – gros béton – béton cyclopéen *Remarque :* **Le béton cyclopéen** est constitué par du gros béton + des moellons incorporés dans la masse (*fig.* 4)	La forme du béton est celle de la rigole : pas de coffrage (*fig.* 1) Mise en œuvre du béton très facile et rapide : simple remplissage Quelques zones sont sensibles aux variations de charges : risque de tassement différentiel	Ouvrage de petite importance : **garage,** villa, **constructions légères** avec des moellons noyés dans la masse du béton, la fondation des **murs de clôture** devient plus économique

Quelles conditions ?

2 Règles de construction

2.1 La charge agissante (mur + charges) doit être **centrée** sur la largeur de la fondation pour obtenir une **répartition uniforme** sur le sol de fondation (*fig.* 7).

2.2 La **portance du sol** doit correspondre aux charges à supporter pour permettre **l'équilibre de la construction.**

La largeur l minimale de la fondation correspond à :

$$l\ (\text{cm}) = \frac{\text{charge totale par mètre de longueur} \times g}{100\ \text{cm} \times \text{contrainte admissible sur le sol}}$$

g est l'accélération due à la pesanteur.

Exemple : charge totale : 10 000 kg, contrainte admise : 20 N/cm².

La force exercée sur la fondation avec $g = 10$ est $10\,000 \times 10 = 100\,000$ N.

La largeur de la fondation est égale au moins à :

$$l = \frac{100\,000}{100 \times 20} = 50\ \text{cm}.$$

2.3 Le fond de fouille doit être sensiblement horizontal :

- longitudinalement ;
- transversalement ;

sinon, on est conduit à réaliser des gradins (*fig.* 8 et 9).

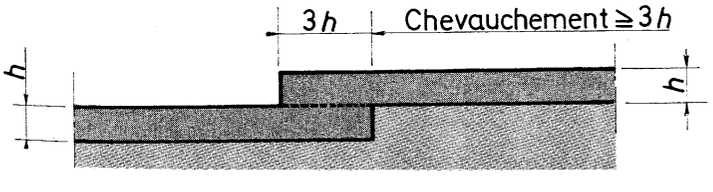


FIG. 8

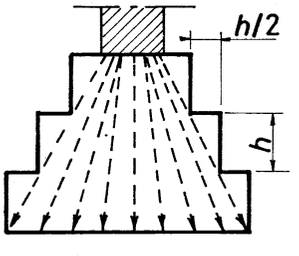
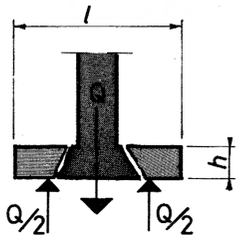


FIG. 9. – **Fondation superficielle en gradin.** Meilleure utilisation des matériaux : moellons et béton.



Sur une longueur *l* élémentaire, si *h* est faible, la surface cisaillée est plus réduite. Par suite, la contrainte de cisaillement est plus accentuée.

FIG. 10

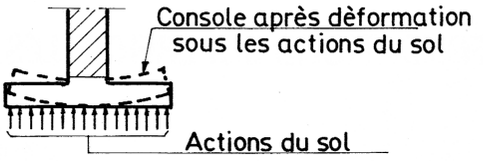


FIG. 11

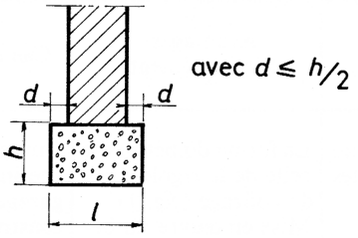


FIG. 12

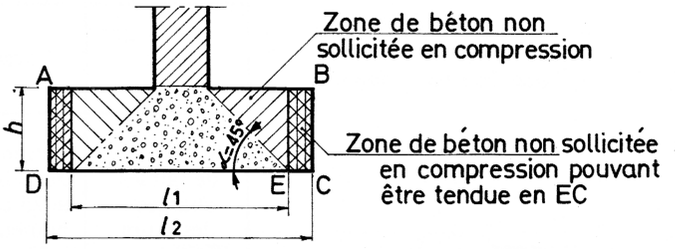


FIG. 13. – **Fondation en rigole, de section ABCD.** Hypothèse de la transmission des efforts de compression sous un angle de 45°.

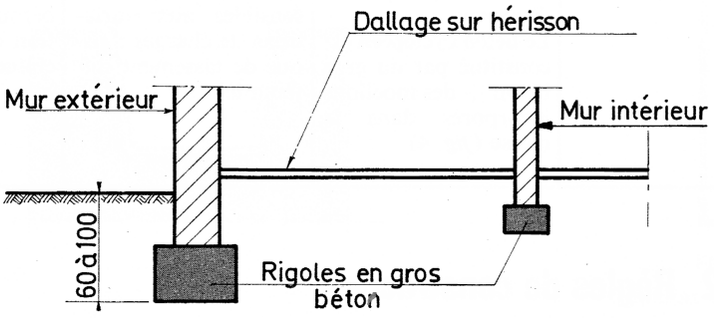


FIG. 14

Protection contre le gel. Profondeur des feuilles : 60 à 100 cm suivant les régions.

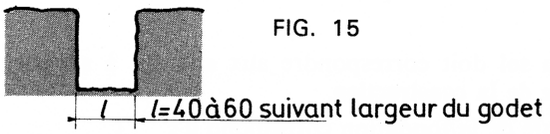


FIG. 15

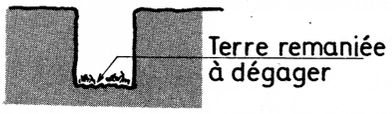


FIG. 16

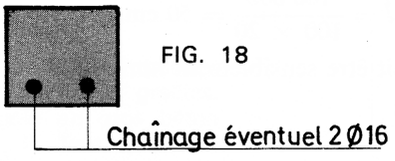
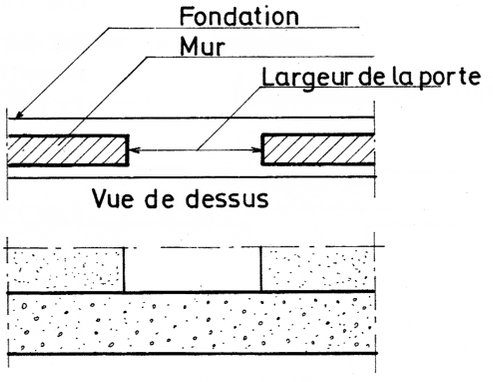


FIG. 18



Coupe longitudinale de la fondation en gros béton.

FIG. 17

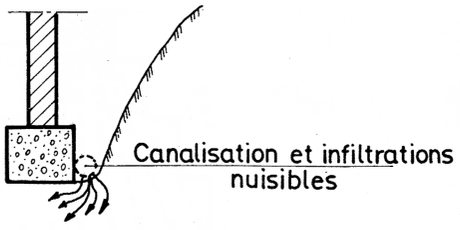


FIG. 19

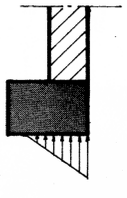


Diagramme triangulaire.

FIG. 20

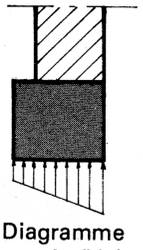


Diagramme trapézoïdal

FIG. 21

Pourquoi et comment ?

3 Réalisation

3.1 Les conditions relatives à

3.11 - La stabilité → résistance au poinçonnement (*fig.* 10);
→ résistance à la flexion des consoles (*fig.* 11).

Règle pratique : débord $d \leqslant h/2$ (*fig.* 12 et 9)
ainsi le béton travaille en compression plutôt qu'en traction (*fig.* 13).

3.12 - La protection contre le gel (*fig.* 14).

La protection contre l'humidité (voir *fig.* 3).

3.13 - La réalisation proprement dite :

- **le terrassement** est effectué à la pelle hydraulique (*fig.* 15 et 16);
- **le franchissement des ouvertures** (*ex.* porte de garage) s'effectue en faisant filer la rigole dans la majeure partie des cas (*fig.* 17);
- **les compositions des bétons** utilisés peuvent être les suivantes :
  - 200 à 250 kg de C.P.A.L. (ciment à base de laitier),
  - 300 à 500 dm³ de sable de rivière,
  - 700 à 900 dm³ de gravillons de 10 à 25 mm de diamètre; la pierre cassée de 40 à 63 mm est également utilisée;
- **un chaînage** en partie basse est recommandé pour réduire la fissuration (*fig.* 18).

3.2 Ce qu'il faut éviter

- placer une canalisation au niveau de l'arase inférieure de la fondation : risque de déchaussement (*fig.* 19);
- imposer au terrain des pressions abusives surtout dans le cas des murs bâtis en limite de parcelle (*fig.* 20 et 21).

3.3 Ce qui est parfois possible

Méthode expéditive dans le cas de rigoles de fondation pour pavillon avec sous-sol (*fig.* 22).

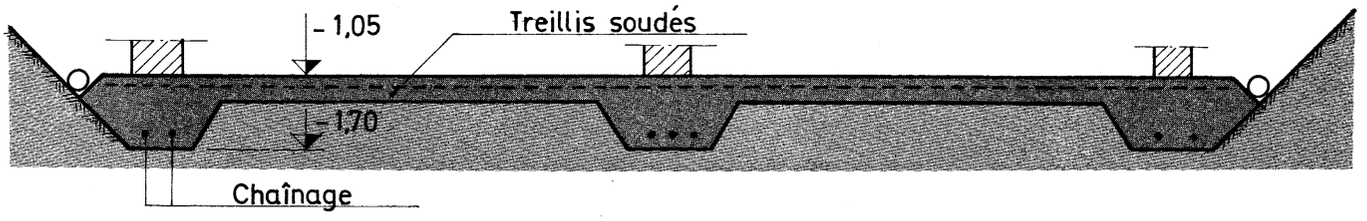


FIG. 22. – **EXÉCUTION SIMULTANÉE DES RIGOLES ET DU DALLAGE.**

Principe :

- exécution simultanée des rigoles et du dallage.

Méthode :

- exécution du terrassement;
- mise en place d'une couche de pierres cassées ou de tout-venant 0 à 60 mm, sauf en fond des rigoles;
- mise en place des canalisations éventuelles;
- disposition d'un film étanche (polyane) (voir *fig.* 3);
- disposition d'une armature :
  - chaînage pour rigoles,
  - treillis répartiteur entre les rigoles;
- coulage, vibration, et dressage du béton en une seule fois.

QUESTIONNAIRE :

1° Étude de la *figure* 4 :
- Les moellons se touchent-ils ? Pourquoi ?
- Quelles sont les conditions de réalisation des différentes couches ?

2° Étude des croquis de la *figure* 7 :
- Quelle remarque peut-on faire entre les charges exprimées en tonnes et la largeur de la fondation ?
- Quelle autre remarque entre la largeur et la hauteur ?

3° Quelle solution préconisez-vous après l'analyse des risques consécutifs à la disposition de la *figure* 19 ?

Rupture par cisaillement et rotation.

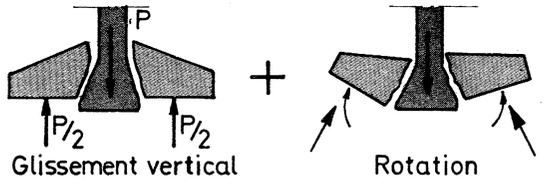


FIG. 23

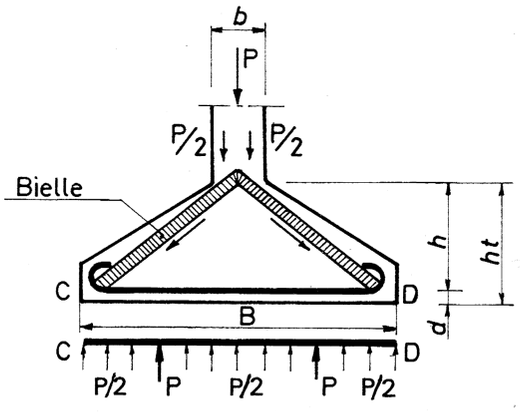


FIG. 24

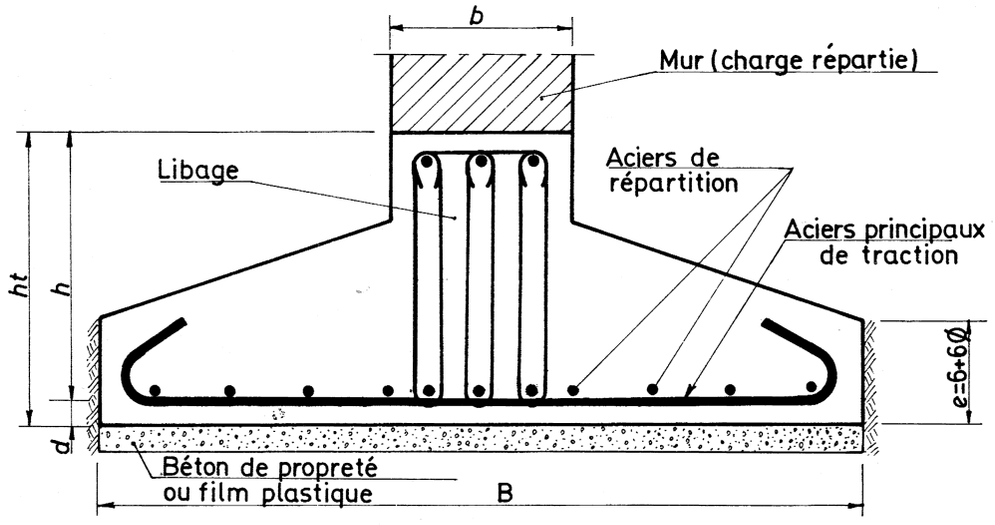


FIG. 25

Vue en plan des aciers d'une semelle continue.

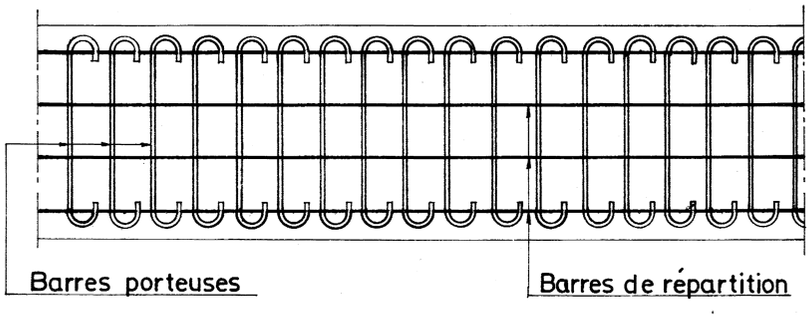
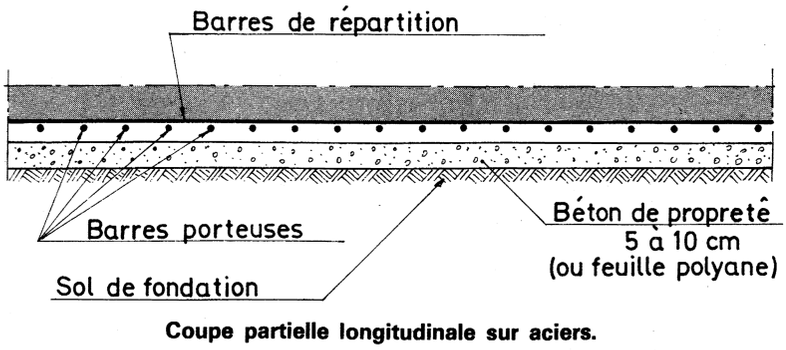
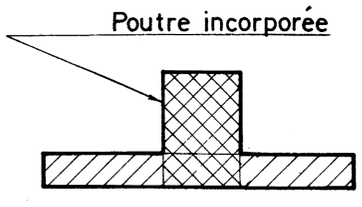


FIG. 26. – **Schéma de principe.**



Coupe partielle longitudinale sur aciers.

FIG. 27



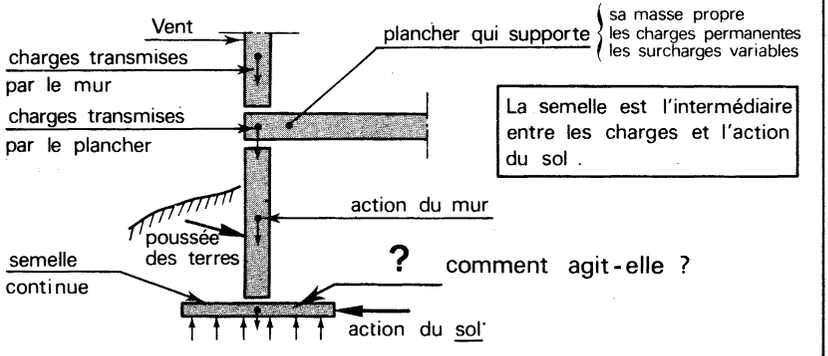
Poutre et semelle associées

FIG. 28

7.2. SEMELLES CONTINUES ARMÉES

Questions - Problèmes

De quoi s'agit-il ?



Quels éléments entrent en jeu ?

Les charges sont :	La semelle pourrait être :	Le sol sollicité pour assurer l'équilibre est :
– Verticales – Horizontales – Obliques	– Peu large et mince — **flexibles** – Peu large et épaisse – Large et mince — **rigides** – Large et épaisse l : largeur de la semelle σ : contrainte exercée sur le sol	cohérent (sol rocheux, sol compact) — sols intermédiaires pulvérulent (sables, graviers) — diagrammes intermédiaires

Comment se comportent les semelles sous l'effet des charges ?

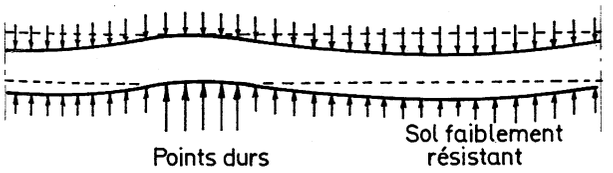
Pourquoi ?

Que doit faire le constructeur ?

Cas de la semelle flexible	Hypothèse	Constatation	Explication	Règle ou principe	Solution et schémas
	Semelle non armée, actions du sol uniformes sous l'effet des charges $ht \geqslant \frac{B-b}{4} + 5\ cm$ **ht :** haut. totale **B :** largeur de la semelle en bas **b :** largeur de la semelle en haut Les 5 cm correspondent à la distance du centre de gravité des aciers à la surface inférieure	Glissement dans le sens vertical et rotation des consoles (*fig.* 23) Les 2 sollicitations se produisent simultanément	Cisaillement de la section de béton Chaque console est sollicitée par une action du sol égale à **P/2** (*fig.* 24) Les aciers compenseront les défaillances du béton tendu	Présence de cadres et étriers pour « coudre » les fissures Pose d'aciers transversaux porteurs dans la zone tendue (*fig.* 25) Pose d'aciers longitudinaux pour répartir les efforts	Aciers porteurs et de répartition formant quadrillage + poutre rigide étroitement associée à à la semelle (*fig.* 26 à 30)

Remarque : on suppose dans le cas des semelles flexibles que la semelle se comporte comme un élément fléchi. En réalité, compte tenu du rapport hauteur-largeur, elle est plutôt sollicitée par des bielles de compression

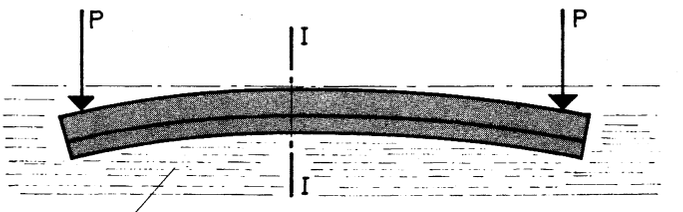
Charge uniformément répartie.



Déformation de la poutre.

FIG. 29

Charges concentrées aux extrémités.



Les contraintes imposées au sol sont plus fortes aux extrémités de la semelle.

Section I-I

FIG. 30

La semelle rigide :
— qu'est-ce ?
— quelle armature lui adjoindre ?

Cas de la semelle rigide	Hypothèse	Constatation	Explication	Règle ou principe	Solution et schémas
	Id. $ht \leqslant \frac{B-b}{4} + 5\ cm$ (voir *fig.* 25) Épaisseur à l'extrémité du patin $e \geqslant 6\,\varnothing + 6\,cm$ 6 ∅ : diamètre du mandrin de cintrage 6 cm : enrobage minimal à partir de l'axe des aciers (*fig.* 25)	Fissuration de la semelle en partie basse	Présence de multiples **bielles élémentaires de compression** qui agissent obliquement et étirent le béton en partie basse Par **analogie** avec une charpente, ces bielles constituent une série d'arbalétriers et les aciers fonctionnent à la manière d'un entrait (*fig.* 24, 32 et 33)	Les efforts de traction sont équilibrés par des aciers avec crochets La section des aciers de répartition est de l'ordre du 1/3 de celle des aciers porteurs (*fig.* 34 et voir *fig.* 29 et 30)	Voir croquis Formule pour calculer l'effort de traction des aciers : $N = \frac{Q}{8}\left(\frac{B-b}{ht-d}\right)$ La section d'aciers porteurs est : $A = \frac{N}{\sigma_a}$

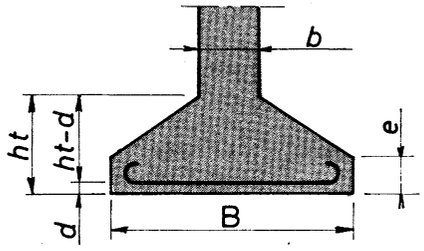


FIG. 31

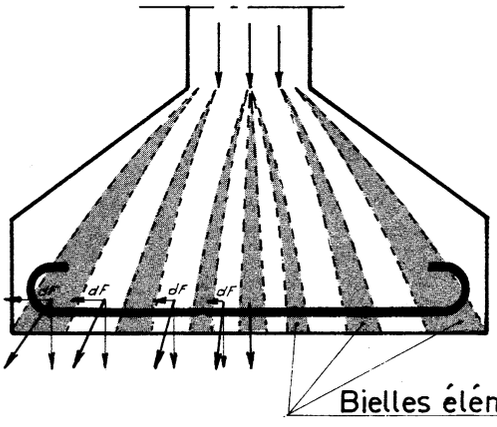
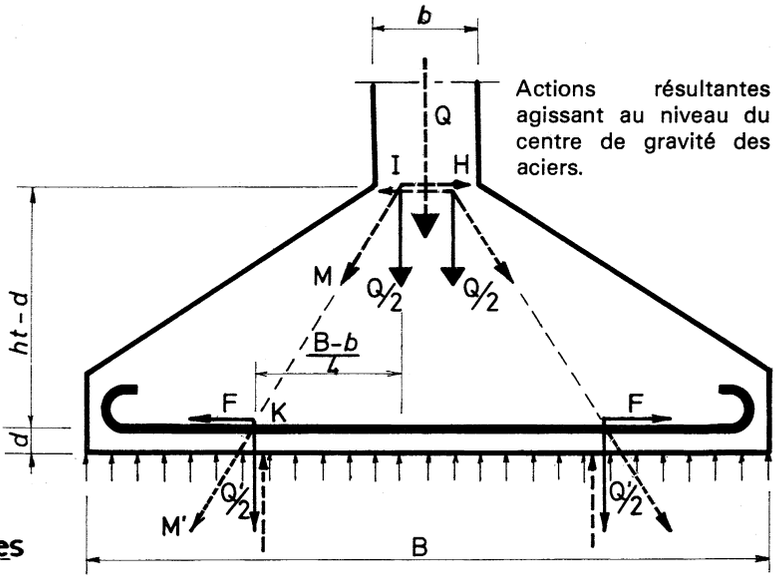
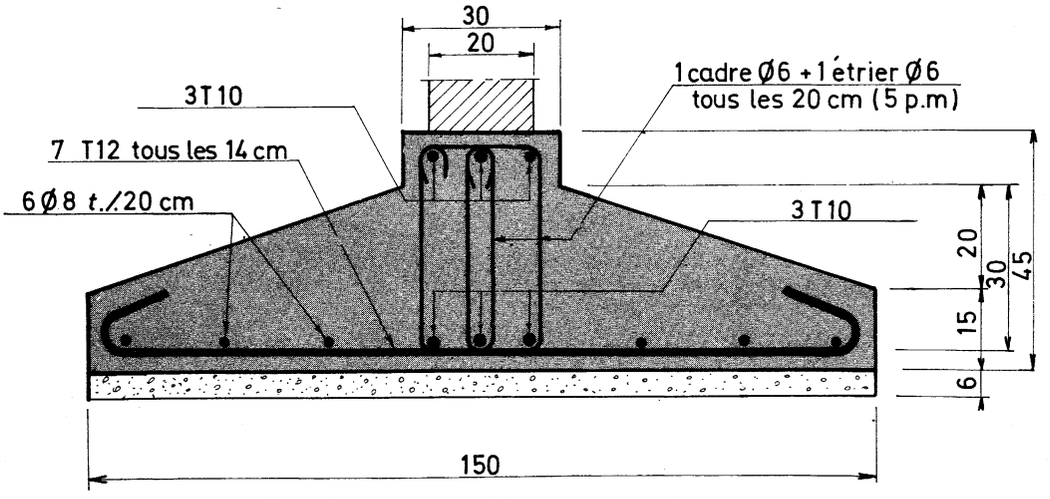


FIG. 33



Actions résultantes agissant au niveau du centre de gravité des aciers.

FIG. 32. – **Schéma de principe.**



Semelle supportant 30 tonnes par ml.

FIG. 34

APPLICATIONS OU ÉTUDE DE CAS :

1° Quels sont les travaux à réaliser pour établir des semelles de fondations?
Construire le graphe des opérations simultanées ou non (*fig.* 35).

Réponse :

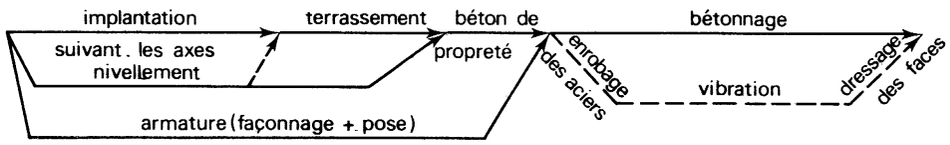


FIG. 35

2° Dans le cas fréquent de semelle rigide, l'effort maximal d'adhérence du béton sur l'acier est-il situé au milieu de la longueur ou à l'extrémité des barres transversales?

Réponse :

Plus la bielle de béton est inclinée, plus l'effort d'adhérence sera grand; il s'ensuit que l'effort d'adhérence est maximal à l'extrémité des barres. C'est pourquoi les crochets d'extrémité sont recommandés (voir *fig.* 33).

3° Quelle est la largeur b de semelle à choisir pour supporter 30 000 daN/ml, sachant que la contrainte admise σ sur le sol est de 2 daN/cm²?

Réponse :

On a :

$$\sigma = \frac{F}{L \times b} \qquad \text{d'où : } b = \frac{F}{L \times \sigma}$$

b en cm, L = 100 cm, σ = 2 daN/cm², F = 30 000 daN;

$$b = \frac{F}{L \times \sigma} = \frac{30\,000}{100 \times 2} = 150 \text{ cm.}$$

4° La largeur en tête de semelle est de 30 cm, quelle sera la hauteur totale de la semelle?

Réponse : $h_t = \dfrac{B - b}{4} + 5 \text{ cm}$ avec $\begin{matrix} B = 150 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{matrix}$

on a : $\dfrac{150 - 30}{4} + 5 \text{ cm} = 35 \text{ cm.}$

5° Si une grande baie est située dans le mur qui repose sur la semelle :

- dessiner l'allure des déformations de la semelle;
- dessiner les zones tendues et comprimées;
- montrer la disposition des aciers.

Réponse : voir les *figures* 36 à 38.

FIG. 36

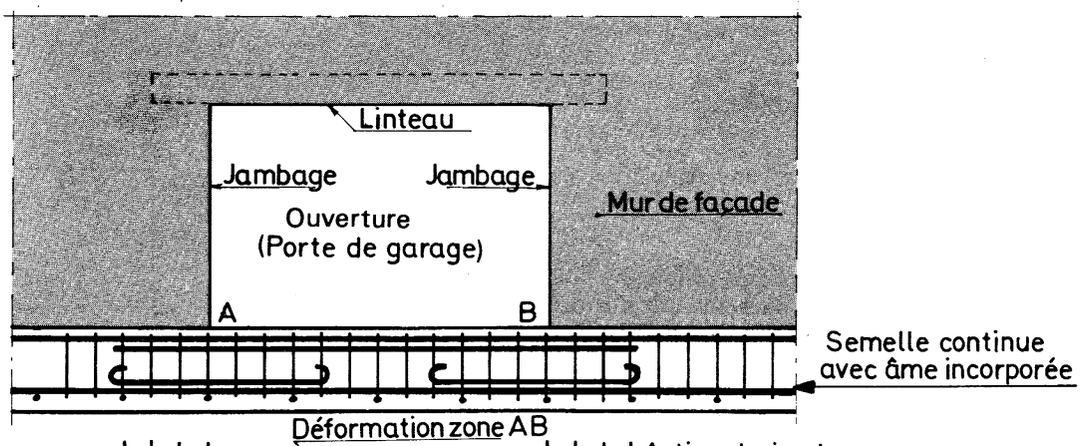


FIG. 37

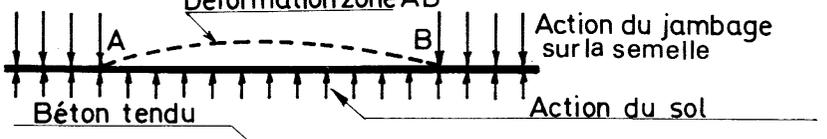
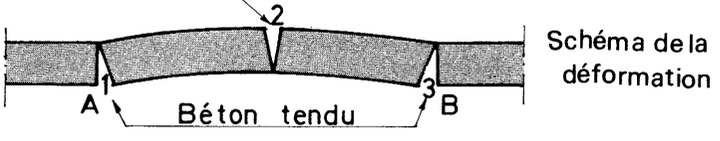


FIG. 38



6° Si la semelle est destinée à supporter un mur situé en limite de parcelle, la charge est dite **excentrée,** c'est-à-dire que le point d'application de la charge ne coïncide pas avec le centre de gravité de la section de la semelle.

Dessinez les différents diagrammes des pressions sous la semelle.

Quels sont les risques de fissuration à éviter?

Quels sont les moyens que vous préconisez?

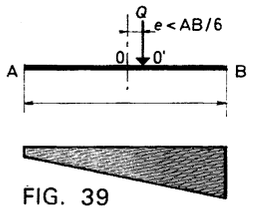


FIG. 39

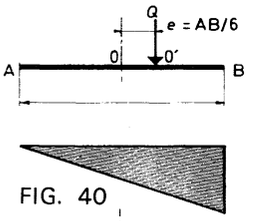


FIG. 40

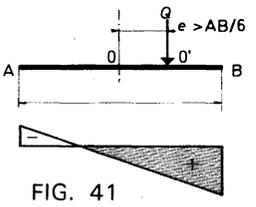
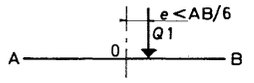
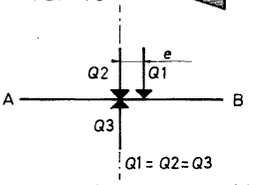


FIG. 41



La résultante des forces appliquées ne passe pas au centre de gravité de la semelle.

(I)



Système équivalent à (I).

(II)

FIG. 42

Réponse :

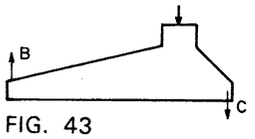


FIG. 43

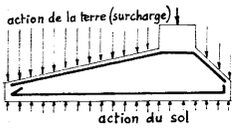


FIG. 44

7° Quelle est la section d'acier nécessaire pour supporter la charge de 30 000 daN/ml (*fig.* 45), avec B = 150, b = 30 cm, h_t = 35 cm, d = 5 cm et $\overline{\sigma_a}$ = 2 000 daN/cm² :

Réponse :

$$N = \frac{30\,000}{8}\left(\frac{150 - 30}{35 - 5}\right) = 15\,000 \text{ daN}$$

$$A = \frac{N}{\overline{\sigma_a}} = \frac{15\,000}{2\,000} = 7{,}5 \text{ cm}^2$$

soit, par mètre de longueur : 7 T 12 totalisant 7,92 cm² (voir *fig.* 34).

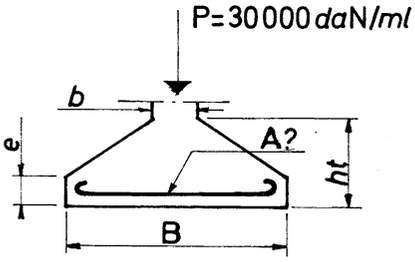


FIG. 45

8° Quelle est alors la section des aciers de répartition?

Réponse :

Par mètre de longueur, la section est égale à 7,50 : 3 = 2,5 cm² soit 5 T 8 par ml.

9° Quand est-il possible de réaliser une semelle en gros béton non armé (*fig.* 46)?

Réponse :

- Si le débord « d » de la semelle est inférieur à la moitié de la hauteur?
- Si la contrainte de traction du béton est plus petite que sa résistance à la traction σ_b affectée du coefficient $\frac{1}{6}$

$$\text{soit } \sigma \leqslant \frac{1}{6}\sigma_b.$$

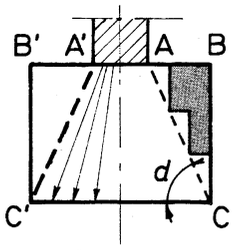


FIG. 46

- Un chaînage filant à la base 3 ⌀ 12 ou 4 T 8 est recommandé.

10° Dans le cas du calcul des aciers par la méthode des bielles, les cadres et étriers sont-ils nécessaires?

Réponse :

Avec cette méthode de calcul, les cadres et étriers ne sont pas obligatoires. Les conditions de non poinçonnement, de compression maximale du béton dans les bielles, de cisaillement maximal ne sont pas nécessaires; ceci a été vérifié par les essais effectués.

7.3. SEMELLES ISOLÉES EN BÉTON ARMÉ

1 Différences et ressemblance

Semelles continues puis semelles isolées

Pourquoi ?

La semelle continue ou « filante » reçoit :
- un mur généralement continu;
- des poteaux situés sur une même ligne.

La longueur de la semelle est grande par rapport à sa largeur (2 à 15 fois).

La semelle isolée reçoit :
- un poteau isolé :
  - d'angle,
  - de rive,
  - intérieur;
- des poteaux jumelés dans le cas de joint de dilatation.

Elles servent d'intermédiaire entre les éléments porteurs et le sol afin de répartir les pressions sur le terrain de fondation.

Partons d'un cas concret pour une semelle isolée sous poteau.

Traitons un exemple simple

Les données :
- section du poteau : $20 \times 20 = \mathbf{400\ cm^2}$;
- chaque cm^2 de béton peut supporter 80 daN;
- le poteau sans acier peut supporter : $400\ cm^2 \times 80\ daN = 32\,000\ daN$;
- chaque cm^2 de terrain de fondation peut supporter 2 daN;
- la pression admissible est donc de 2 daN/cm^2;
- la masse de la semelle n'est pas prise en compte tout d'abord.

Surface portante nécessaire « S » ?

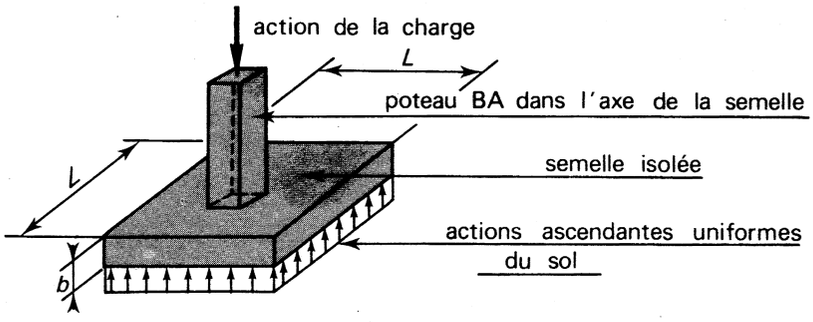
$$S\ (cm^2) = \frac{\text{Effort total appliqué}}{\text{pression admissible}} = \frac{F}{p}$$

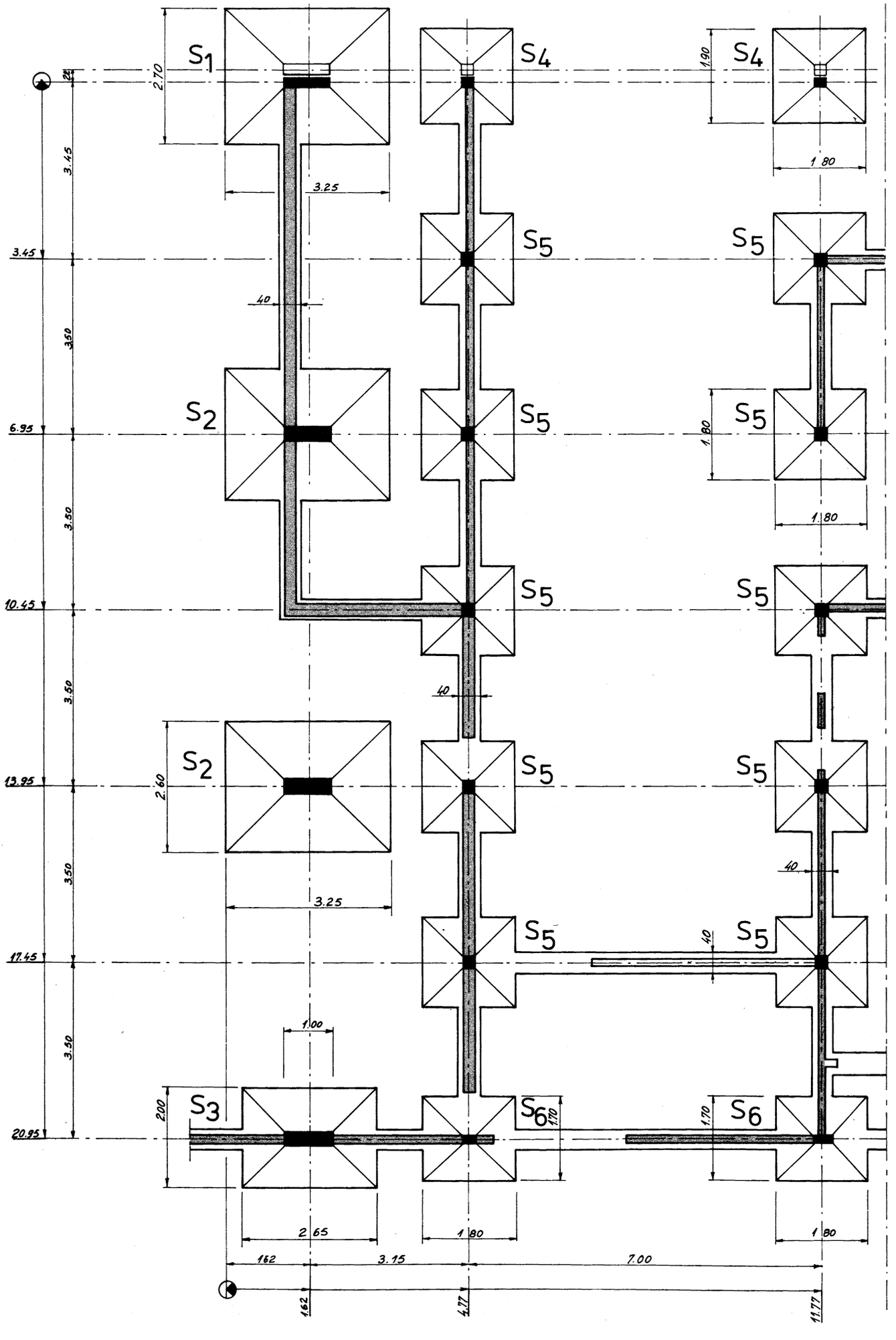
$p = 2\ daN/cm^2 \cdot F = 32\,000\ daN.$

$$S\ (cm^2) = \frac{32\,000}{2}.$$

$S = \mathbf{16\,000\ cm^2}.$

La semelle présente une **surface 40 fois plus grande que la section du poteau.** Si la section du poteau est carrée, de côté a et si la semelle est, elle aussi, carrée, de côté b, on a : $b^2 = 40\ a^2$, d'où $b = \sqrt{40} \times a = 6{,}3\ a$.





VUE EN PLAN DES SEMELLES.

2 Choix des formes des semelles isolées (fig. 47)

Quelles formes ?

2.1 **Les critères du choix** sont d'ordre technique et économique et relatifs :
- à la charge et à l'emplacement de la semelle;
- au terrassement et à la nature du terrain (argile ou rocher);
- à la réalisation ou non d'un coffrage;
- au façonnage facile des aciers;
- à la quantité et à la facilité de mise en place du béton.

2.2 Les formes les plus **simples** sont les plus **courantes :**
- semelles de forme carrée ou rectangulaire;
- à section constante (sans glacis).

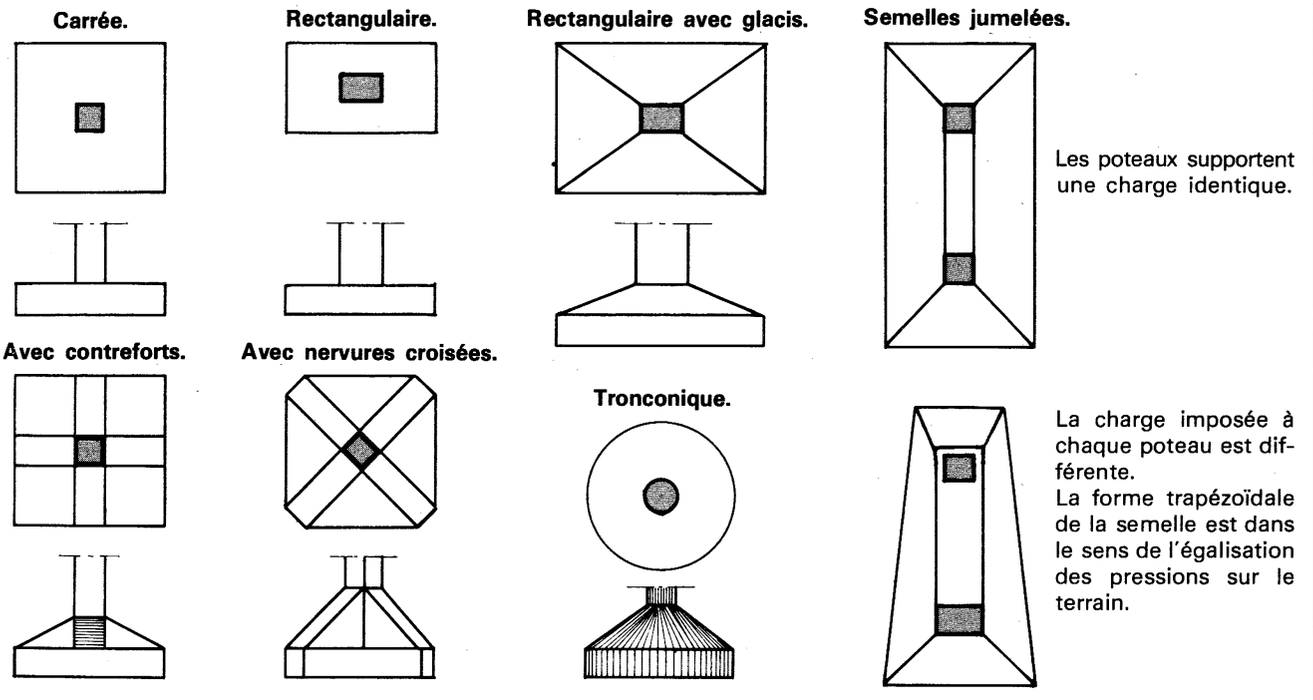
2.3 La hauteur des semelles est au moins égale à $h_t = 5\ cm + \frac{Bx - bx}{4}$ (voir *fig.* 48).

Comment situer les semelles sur le terrain ?

2.3 Problème pratique : comment implanter les semelles ?

L'implantation s'effectue suivant leurs axes et par cotes cumulées à l'aide du matériel optique (niveau-cercle) (voir planche ci-contre, p. 00).

Cas d'un terrain en pente : la pente maximale entre deux niveaux ne doit pax excéder 2/3 pour éviter les glissements des couches du terrain (*fig.* 49).



Les poteaux supportent une charge identique.

La charge imposée à chaque poteau est différente.
La forme trapézoïdale de la semelle est dans le sens de l'égalisation des pressions sur le terrain.

FIG. 47. – **TYPES DE SEMELLES ISOLÉES.**

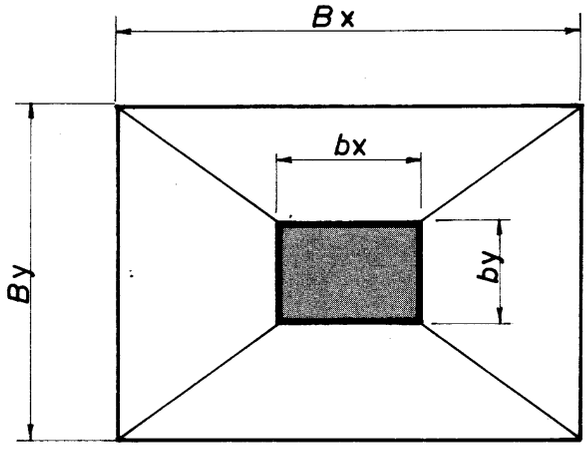


FIG. 48

Fondation sur sol en pente. La pente maximale entre deux niveaux ne doit pas excéder 2/3.

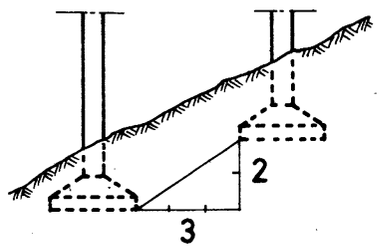


FIG. 49

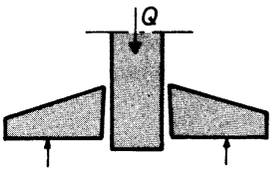


FIG. 50
Effet du poinçonnement.
Translation verticale.

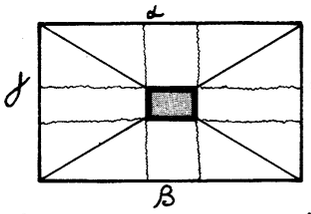


FIG. 51
Constatation :
Fissures en double croix.

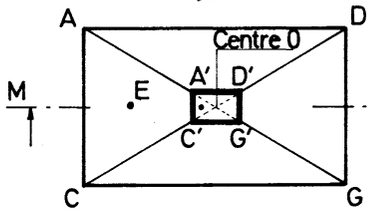


FIG. 52
Semelle
(vue en plan)

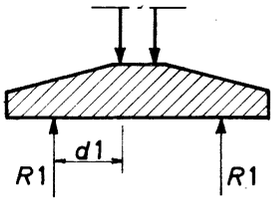


FIG. 53
Coupe suivant MN.

Section A'C'

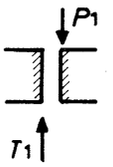


FIG. 54
Cisaillement.

FIG. 55

Rotation provoquée par
le couple de valeur $R_1 \times d_1$

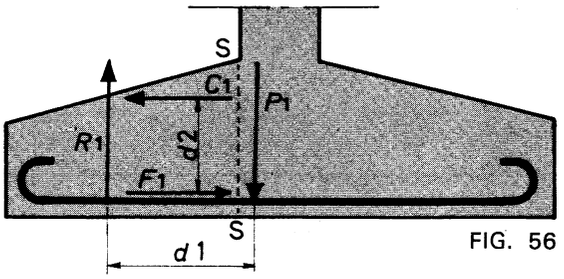


FIG. 56

Condition d'équilibre $R_1 \times d_1 = F_1 \times d_2$

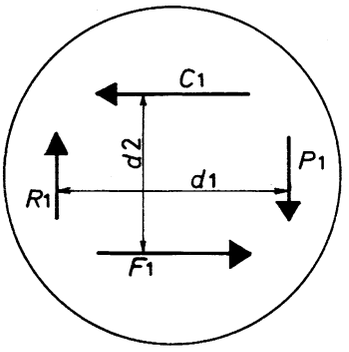


FIG. 57

(I)

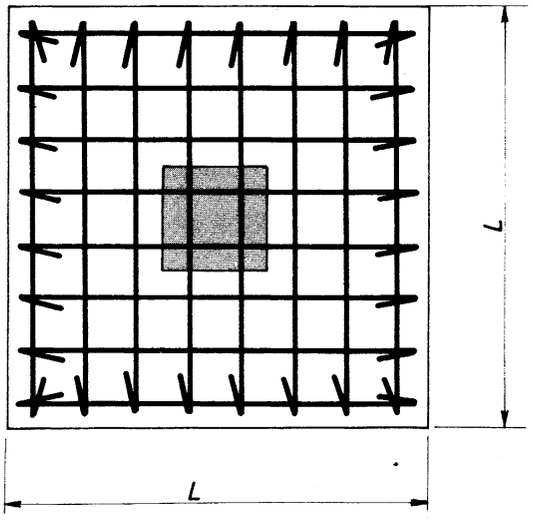


FIG. 58. – **Quadrillage régulier.**

(II)

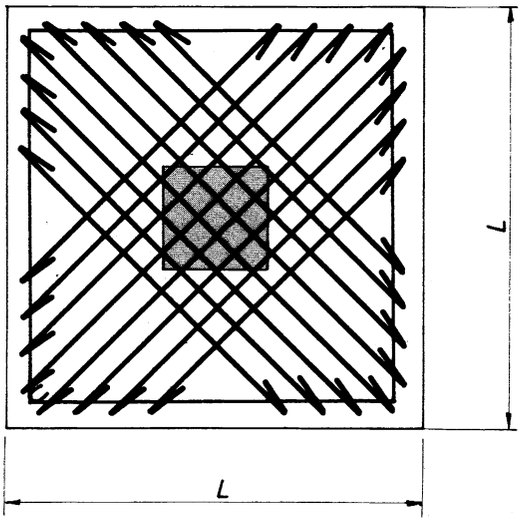


FIG. 59. – **Barres porteuses disposées en X.**

Nota : Pour les semelles fortement chargées, l'armature peut être constituée par (I) + (II) ou (I) avec quelques livres seulement en diagonale.

3 Analyse du fonctionnement

Que se passe-t-il :
— dans la semelle en béton ?
— dans le sol ?

3.1 Hypothèse

Semelle isolée de forme rectangulaire non armée recevant un poteau chargé (essai de rupture).

(*Fig.* 50 à 57.)

3.2 Constatations	Explications
– translation verticale de la partie centrale;	– cisaillement du béton dû à l'effort tranchant;
	– poinçonnement consécutif du terrain;
– fissuration en double croix.	– chaque trapèze élémentaire AA' C'C subit l'action verticale ascendante du sol dont la résultante est R_1;
– rotation des consoles au droit de de chaque face de la base du poteau.	– la zone inférieure de la semelle est tendue.

3.3 Conclusions

Théoriquement dans l'hypothèse de la flexion on a :

– un effort tranchant T_1 au droit de chaque face du poteau (*fig.* 54);

– un couple formé par :

$$\{ R_1 \text{ et } P_1 \} \text{ équilibré par } \{ C_1 \text{ et } F_1 \}$$

dans chacune des consoles élémentaires (*fig.* 56 et 57).

Pratiquement on admet l'existence **des bielles de compression** dans les semelles rigides (voir thème des semelles continues).

Les semelles isolées sont généralement armées par deux nappes d'aciers orthogonaux protégés de l'oxydation par une épaisseur d'enrobage de 4 à 5 cm (*fig.* 58 à 61).

Un béton de propreté en fond de fouille facilite l'implantation et l'enrobage régulier.

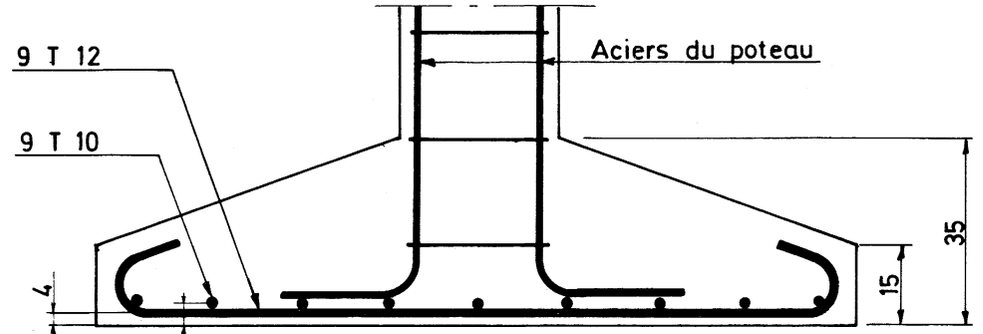


FIG. 60

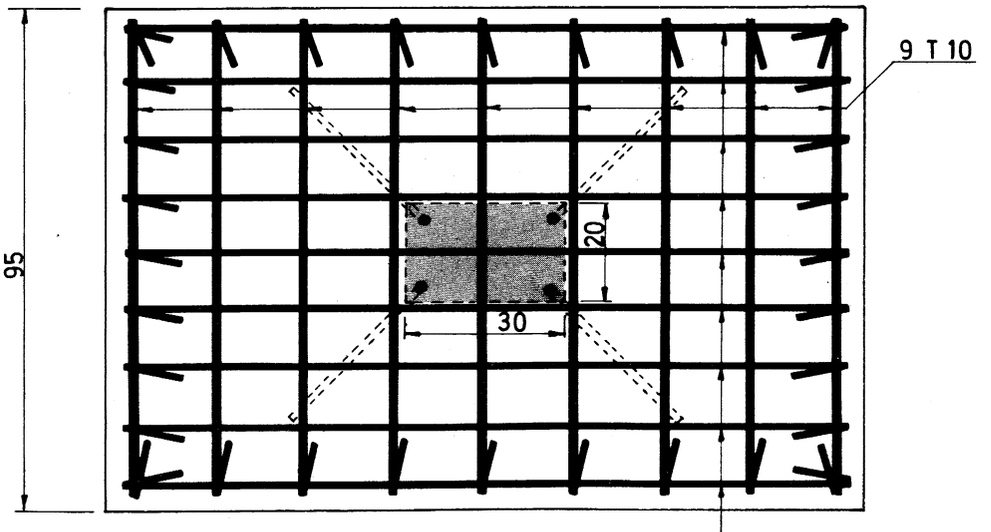


FIG. 61

ARMATURE DE LA SEMELLE

4 Étude de cas rencontrés

Type de semelle	Problème posé	Moyens possibles	Dispositions constructives
Semelle carrée ou rectangulaire	Assurer la liaison du poteau avec la semelle : ancrage – pour un poteau intérieur – pour un poteau de rive – pour un poteau d'angle	Aciers du poteau recourbés dans la masse du béton de la semelle	(*Fig.* 62 à 64.) (*Fig.* 65 et 66.) (*Fig.* 67 et 68.) (*Fig.* 69 et 70.)
Semelle tronconique	Greffer un pilier sur une tête de puits cylindrique	– 1er sol : cerces frettant la semelle – 2e sol : quadrillage avec 2 nappes	(*Fig.* 71 et 72.)

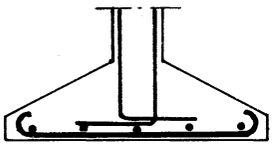


FIG. 62

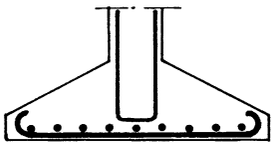


FIG. 63

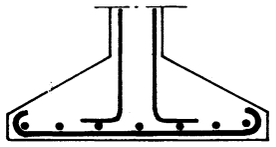


FIG. 64

P19

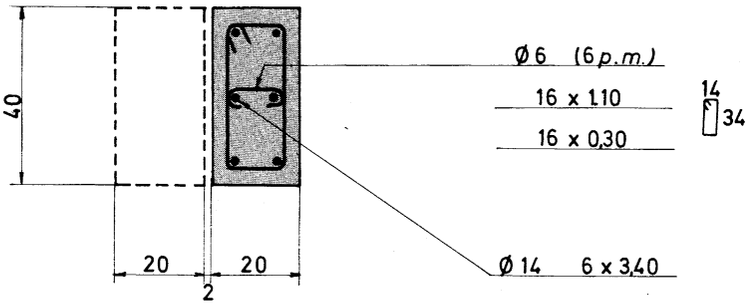


FIG. 65

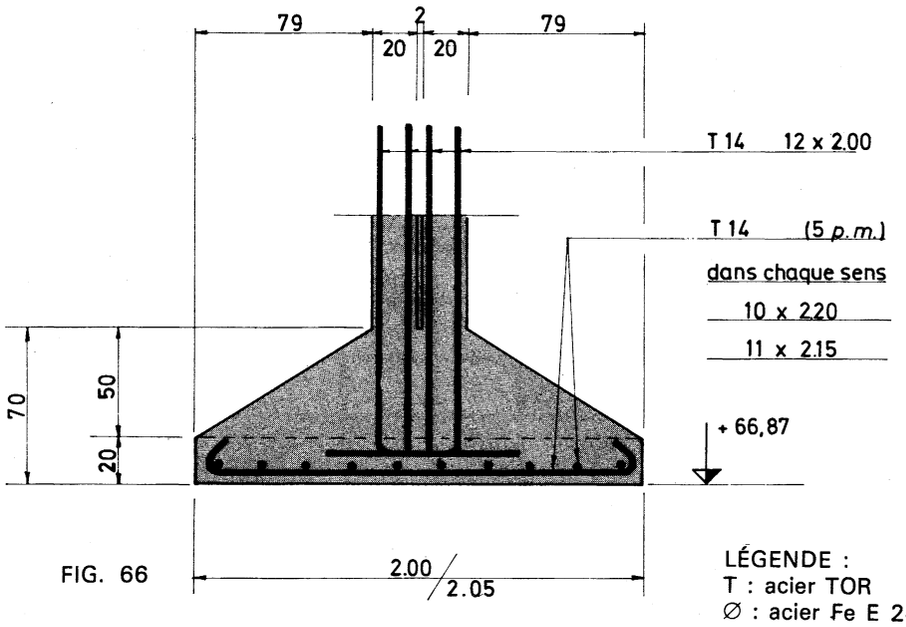


FIG. 66

LÉGENDE :
T : acier TOR
∅ : acier Fe E 24

S19

ARMATURE D'UNE SEMELLE ISOLÉE AVEC JOINT DE DILATION

SEMELLE D'ANGLE SUR PUITS CYLINDRIQUE recevant deux poutres orthogonales et un pilier

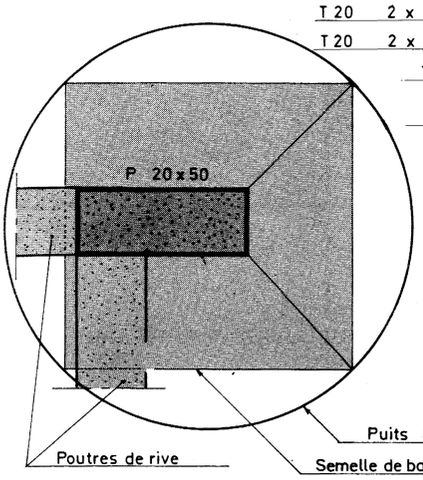


FIG. 69

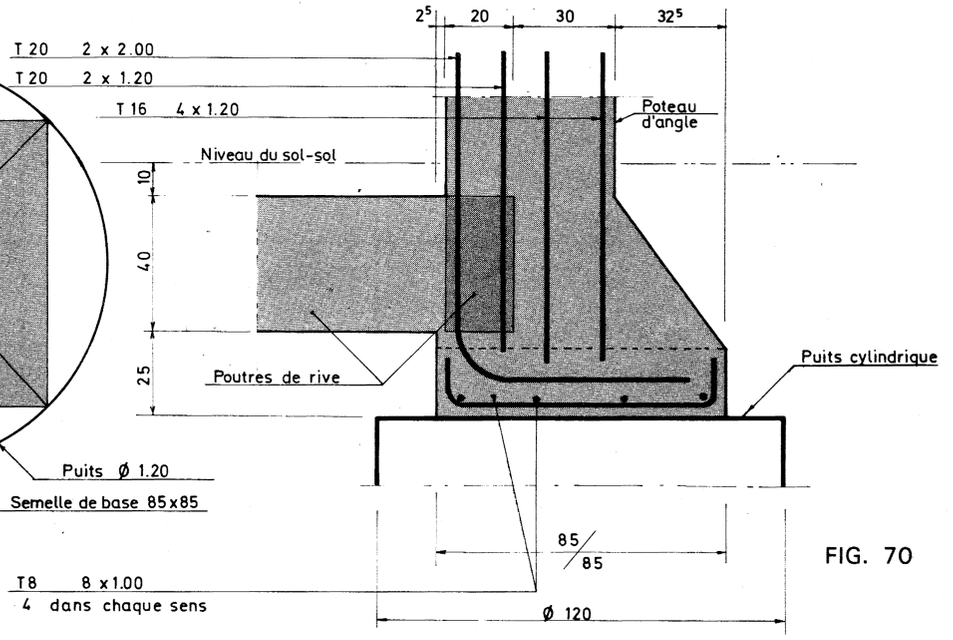


FIG. 70

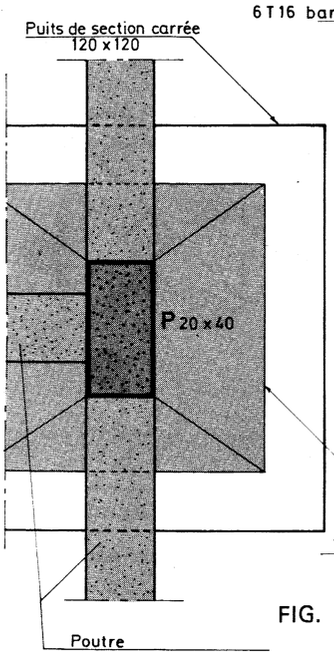


FIG. 67

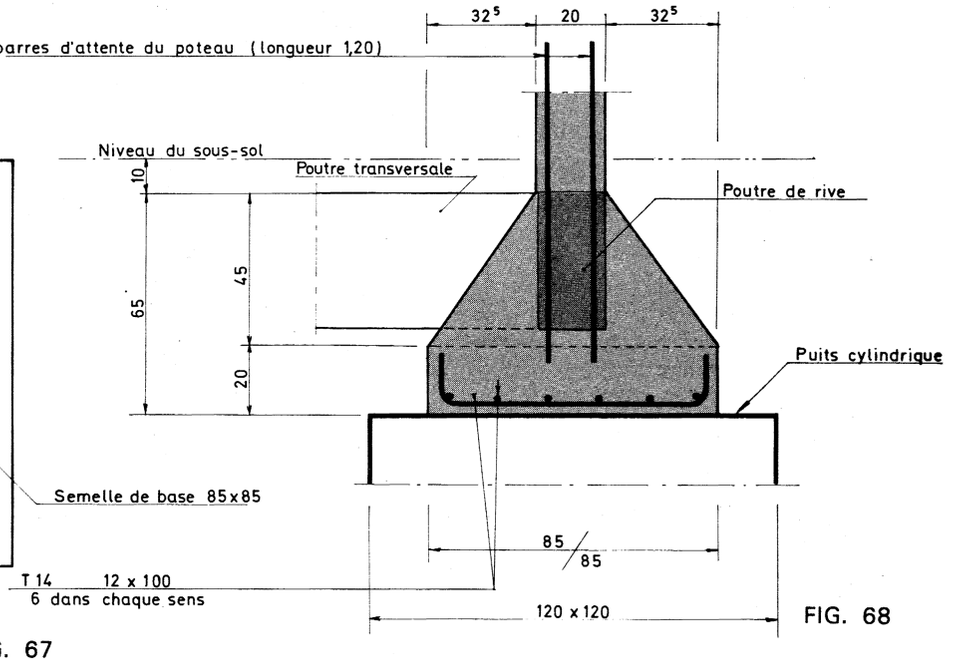


FIG. 68

SEMELLE DE RIVE SUR PUITS DE SECTION CARRÉE recevant trois poutres et un pilier

FIG. 71

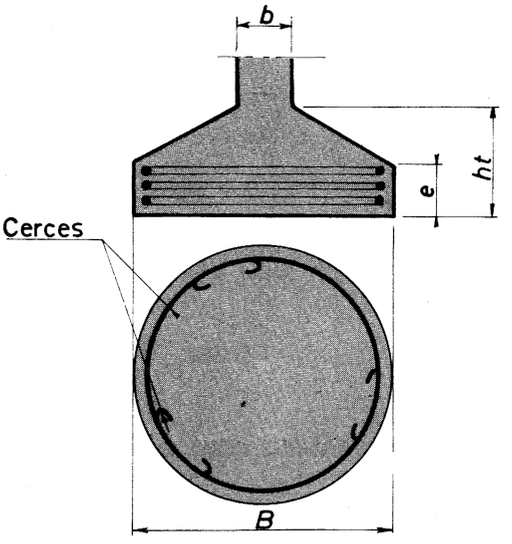


FIG. 72

Type de semelle	Problème posé	Moyens possibles	Dispositions constructives
Semelle allongée	Raidir la semelle dans le sens longitudinal	Nervure de section : – constante – variable (Elle se calcule comme une console encastrée sur le poteau)	(*Fig.* 73 à 75.)
Semelles avec nervures croisées	Raidir la semelle : – suivant les axes des côtés – ou suivant les diagonales	Nervures avec armatures croisées	(*Fig.* 76 à 79.)
Semelles isolées excentrées (*fig.* 80 à 83)	Permettre de greffer un poteau en B.A. situé en rive en évitant : – l'instabilité – les trop fortes pressions sur le sol	1° Une poutre rigide appelée « poutre de redressement » relie la semelle à construire à la semelle la plus proche 2° Les actions horizontales sont équilibrées par un buton en B.A. 3° Le poteau est greffé sur la partie en console d'une longrine	(*Fig.* 84 et 85.) (*Fig.* 86.) (*Fig.* 87.)

FIG. 73

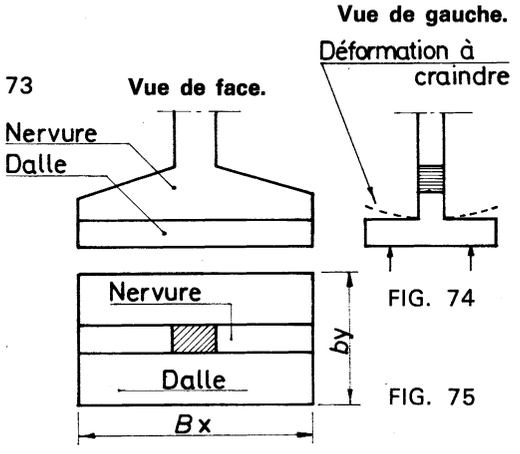


FIG. 74

FIG. 75

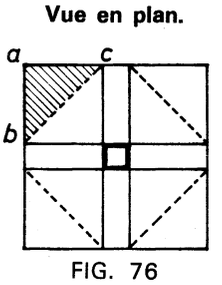


FIG. 76

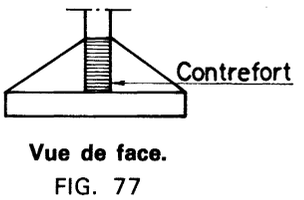


FIG. 77

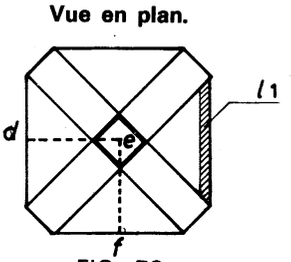


FIG. 78

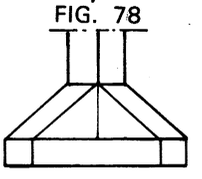


FIG. 79

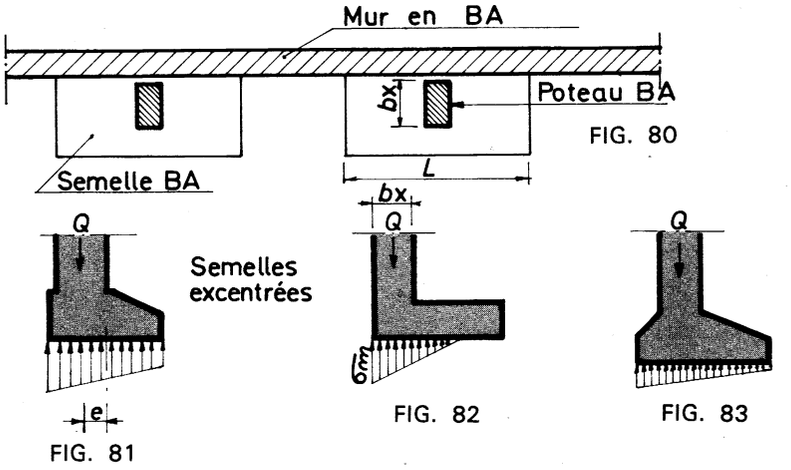


FIG. 80

FIG. 81

FIG. 82

FIG. 83

DIFFÉRENTES TRANMISSIONS DES EFFORTS

Q : charge transmise au poteau.
e : excentricité de la charge *Q* par rapport au centre de gravité de la semelle.

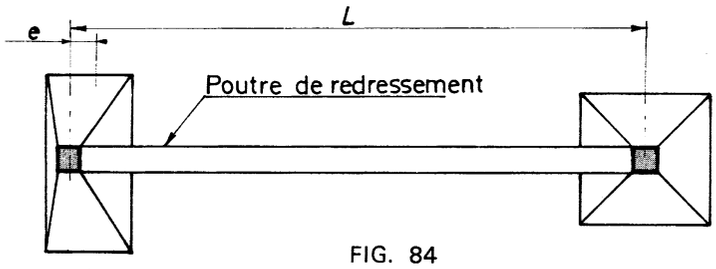


FIG. 84

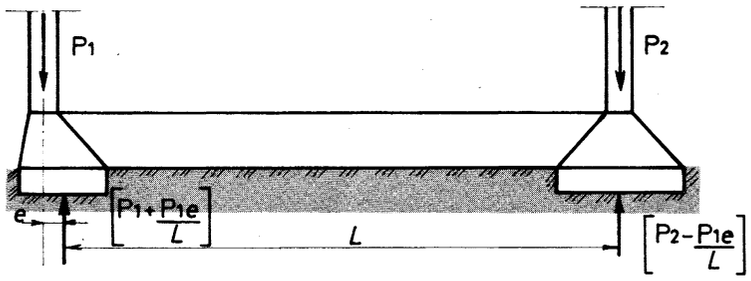


FIG. 85

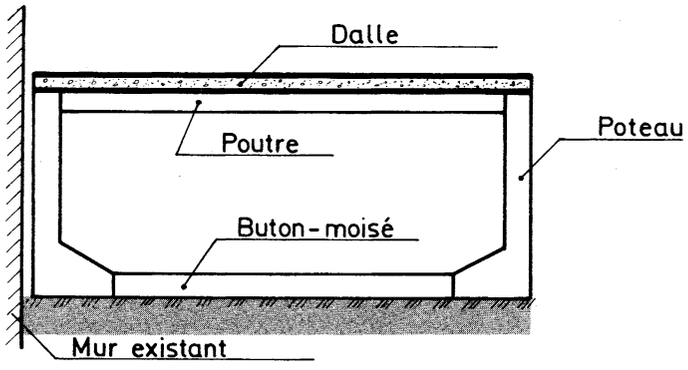


FIG. 86

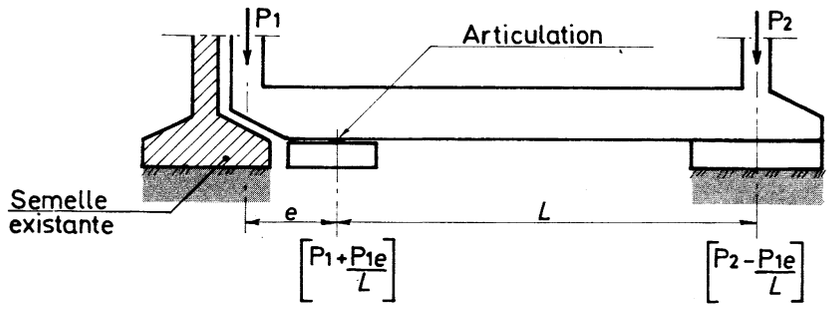


FIG. 87

5 Chaînage des semelles

5.1 But recherché

Réaliser un ensemble capable de mieux résister aux efforts horizontaux.

5.2 Quels sont ces efforts horizontaux?

Justification (*fig.* 88 à 90) :

- chaque poteau est considéré comme encastré ou articulé à sa base;
- la déformation sous l'effet des charges permet de se rendre compte du mode de sollicitation dans les poteaux et les poutres;
- si on suppose chaque poteau libre de se déplacer à sa base, il est clair que, pour annuler le déplacement fictif, des forces horizontales sont nécessaires.

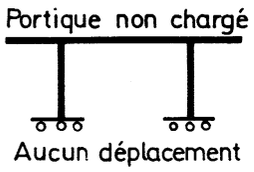


FIG. 88

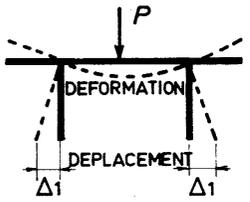


FIG. 89

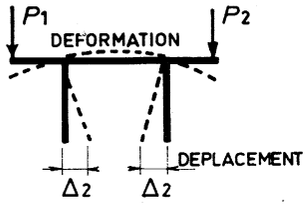


FIG. 90

5.3 Moyens

On relie les semelles les unes aux autres par des poutres (tirants) sollicitées en compression (ou en traction).

NOTA : cette pratique n'est cependant pas systématique.

QUESTIONS DE RÉFLEXION

1° Pourquoi les poteaux jumelés sont-ils établis sur une même semelle au droit d'un joint de dilatation? *Réponse : fig.* 91.

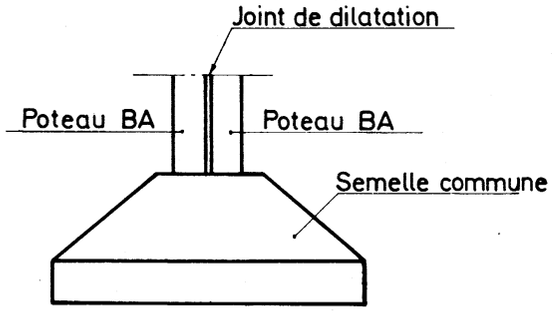


FIG. 91

Cette disposition évite les semelles excentrées.

2° Faites l'étude comparative des moyens d'ancrage des poteaux en vous référant aux *figures* 62 à 64.

3° Comparez les solutions adoptées pour les semelles isolées excentrées. Avantages et inconvénients.

4° Pourquoi admet-on la présence de « bielles de compression » dans les semelles isolées?

5° A quoi peuvent également servir les chaînage des semelles?

7.4. SEMELLES CONTINUES SOUS POTEAUX

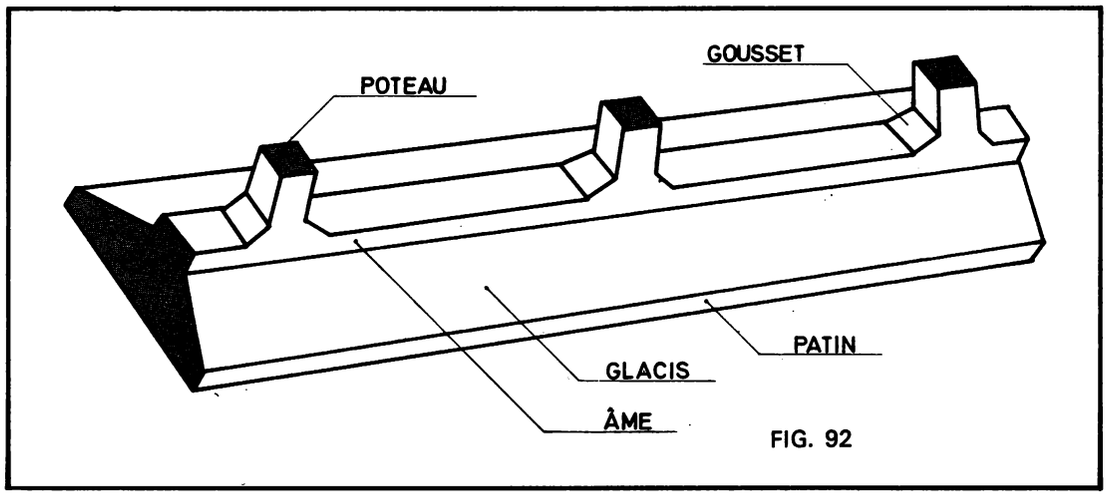
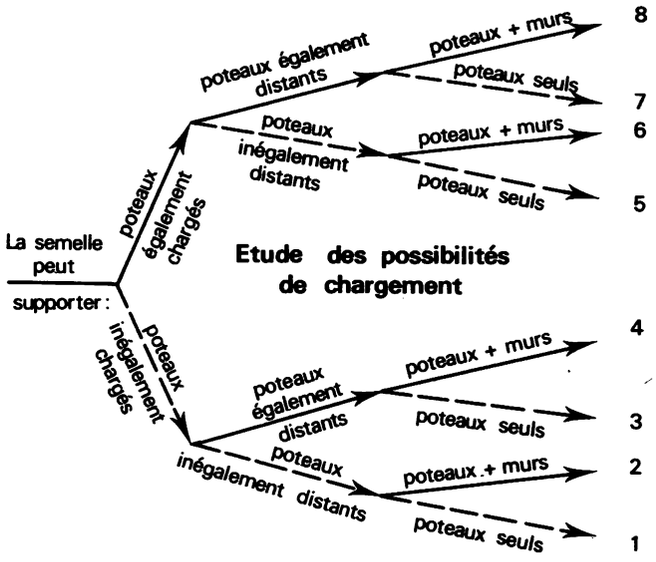


FIG. 92

De quoi s'agit-il ?

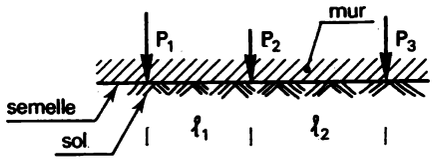
1 Quels sont les problèmes à résoudre ?

HYPOTHÈSES DE CHARGEMENT DES SEMELLES CONTINUES

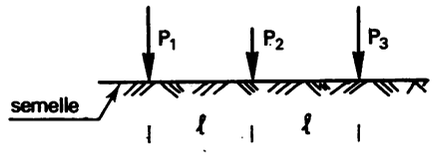


Schémas de principe

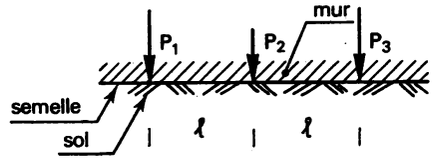
Cas n° 2 (poteaux + murs) :
- inégalement chargés ;
- inégalement distants.



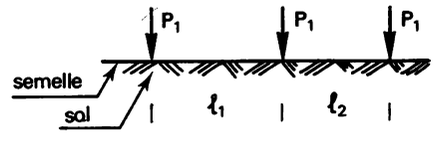
Cas n° 3 :
poteaux inégalement chargés ;
poteaux également distants.



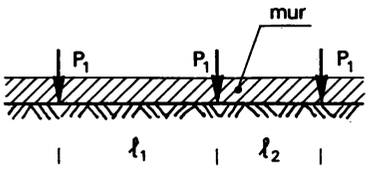
Cas n° 4 (poteaux + murs) :
poteaux egalements distants ;
poteaux inégalement chargés.



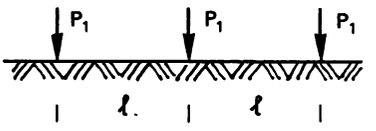
Cas n° 5 :
poteaux également chargés ;
poteaux inégalement distants.



Cas n° 6 (poteaux + murs) :
poteaux également chargés ;
poteaux inégalement distants.

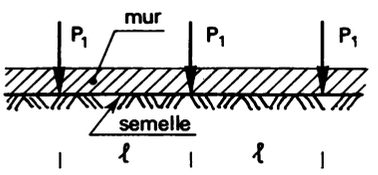


Cas n° 7 :
poteaux également chargés ;
poteaux également distants.



Cas n° 8 (poteaux + murs) :
poteaux également chargés ;
poteaux également distants.

Nota : Les actions du sol ne sont pas représentées.



Quelles conséquences ?

2 Constatations immédiates (fig. 93 à 102)

Hypothèses de chargement des semelles continues

La répartition des charges :

- concentrées;
- continues et concentrées;

à la partie supérieure de la semelle n'est pas uniforme.

La répartition des **pressions sous** la semelle n'est pas uniforme.

Cette répartition peut varier dans le **sens longitudinal** et dans le **sens transversal** de la semelle.

L'appréciation de la répartition réelle est difficile et en pratique on est contraint de partir d'hypothèses simplifiées justifiées par l'expérience.

Quels éléments prendre en compte ?

3 Facteurs principaux à considérer (fig. 93 à 103)

La répartition des pressions dépend :

- du mode de chargement;
- de la semelle plus ou moins rigide en fonction de la section du béton et des armatures;
- de la hauteur constante ou variable (goussets) de la poutre de rigidité;
- de la nature du sol et de ses caractéristiques.

En pratique les diagrammes théoriques sont presque toujours utilisés.

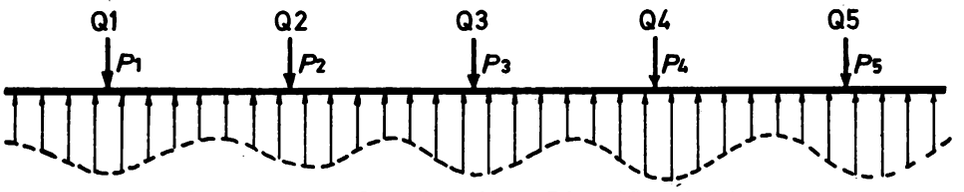


FIG. 93

Sol cohérent – Semelle rigide – Répartition réelle
Les charges Q_1, Q_2, Q_n sont de valeur sensiblement égale.
Les poteaux P_1, P_2, P_3 sont également distants.

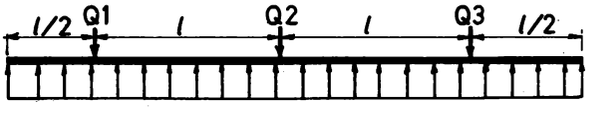


FIG. 94
Répartition uniforme théorique.

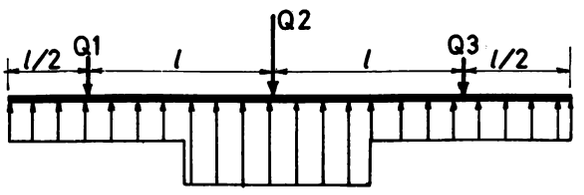


FIG. 95
Répartition uniforme par plage.
Semelle rigide. Sol cohérent.
Poteaux également distants avec $Q_2 > Q_1$ et $Q_1 = Q_3$.

SENS LONGITUDINAL DE LA SEMELLE

FIG. 96

Même sol, mais $Q_1 \neq Q_2 \neq Q_3$. Poteaux inégalement distants. Semelle rigide. Sol cohérent.

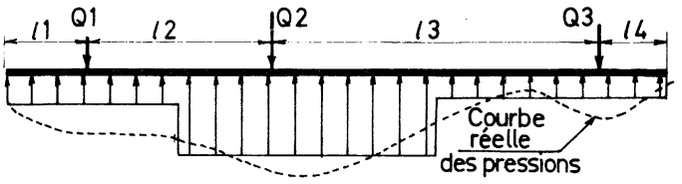


FIG. 97

Sol peu compressible. Semelle flexible. Répartition réelle des pressions.

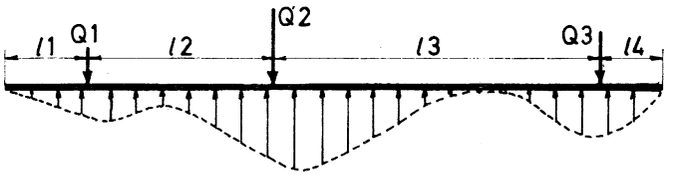
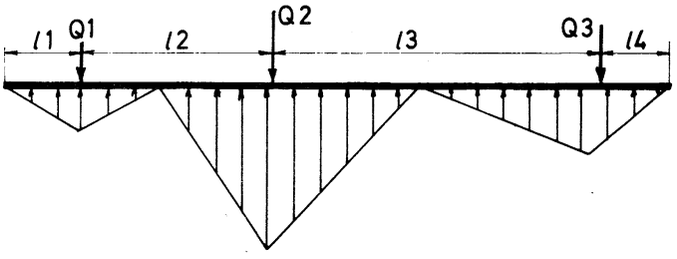
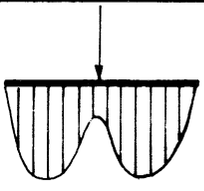
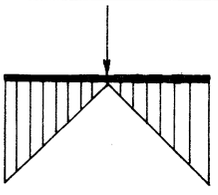
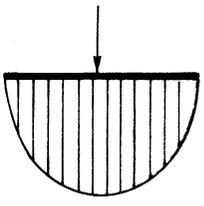
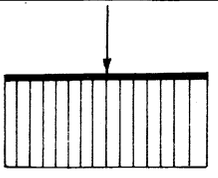
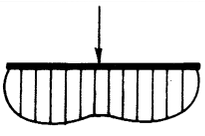
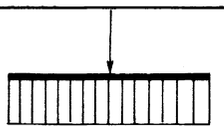
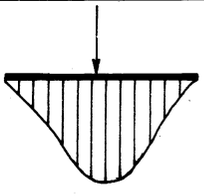
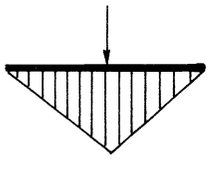


FIG. 98

Sol peu compressible. Semelle fexible. Diagramme théorique.



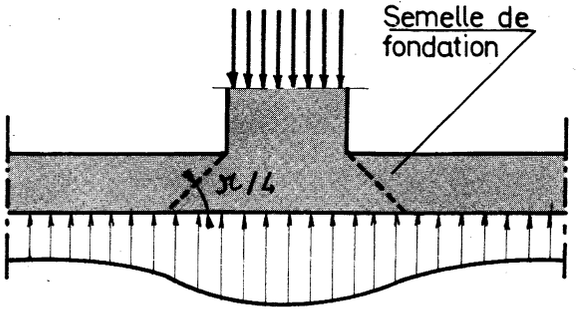
SENS LONGITUDINAL DE LA SEMELLE

	Diagrammes réels	Cas rencontrés	Diagrammes théoriques
FIG. 99		Semelles rigides $ht \geqslant 5 + \frac{Bx - bx}{4}$ Sols cohérents	
FIG. 100		Semelle rigides Sols pulvérulents	
FIG. 101		Semelles flexibles $ht < 5 + \frac{Bx - bx}{4}$ Sols cohérents	
FIG. 102		Semelles flexibles Sols pulvérulents	

SENS TRANSVERSAL DE LA SEMELLE

FIG. 103

Hypothèses de la répartition des contraintes dans le sol.



POTEAUX INÉGALEMENT CHARGÉS ET INÉGALEMENT DISTANTS

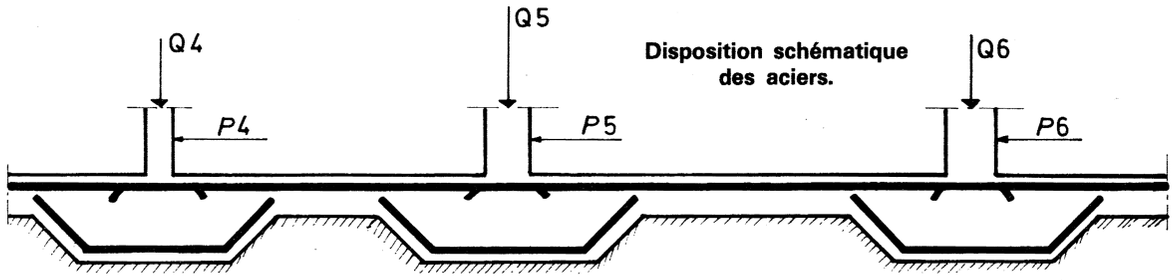


DIAGRAMME THÉORIQUES DES CONTRAINTES SUR LE SOL

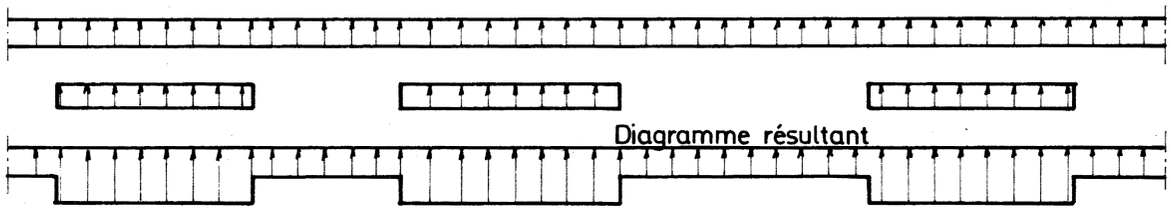


FIG. 104

CAS DE LA RÉPARTITION UNIFORME

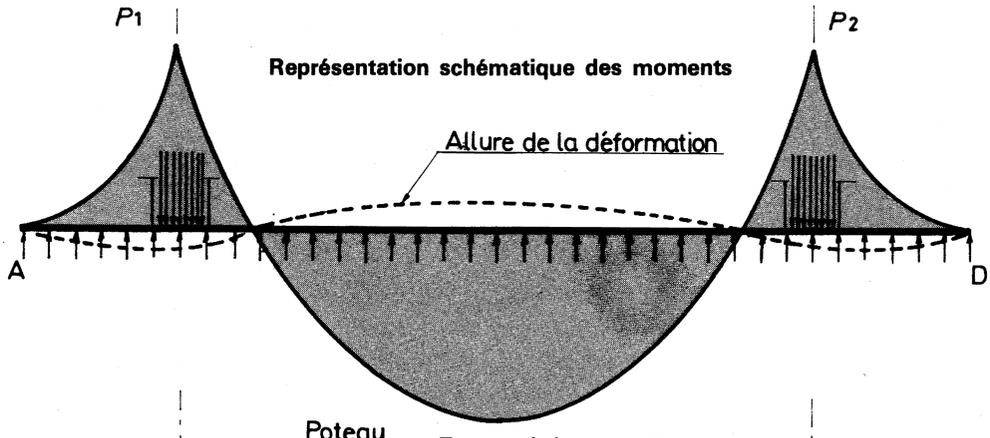


FIG. 105

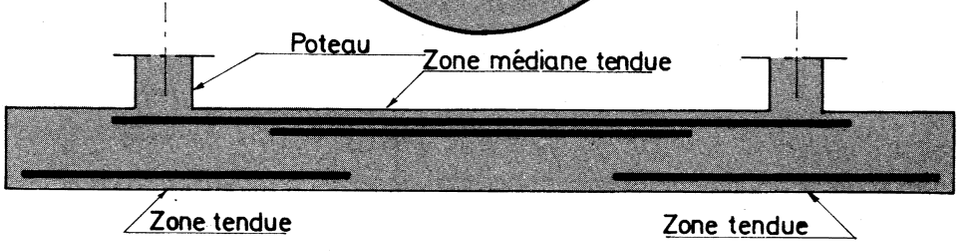


FIG. 106

Schéma de principe

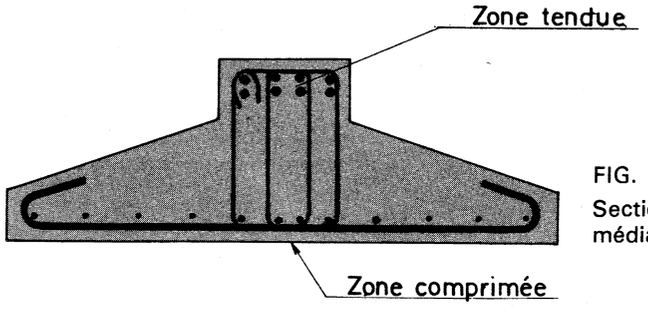


FIG. 107
Section de la région médiane de la semelle.

SEMELLE SUPPORTANT DEUX POTEAUX ÉGALEMENT CHARGÉS

Comment réaliser ?

4 Dispositions pratiques

Elles sont basées sur :

- le mode d'application des charges;
- le mode de fonctionnement de l'ensemble chargé;
- la détermination des sollicitations et par suite des zones tendues et comprimées;
- la réponse du sol de fondation, répartition des pressions avec diagramme :
  - uniforme,
  - triangulaire,
  - bi-triangulaire.

Les solutions théoriques et les détails d'exécution font l'objet des *figures* 104 à 110.

Nota : On remarque la difficulté de façonnage des aciers d'une semelle avec étriers de dimension variable et lorsqu'il faut ajouter les aciers de l'âme, les amorces des poteaux et les aciers complémentaires des goussets éventuels.

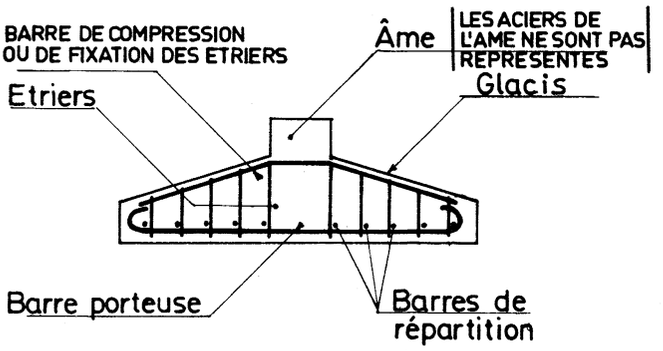


FIG. 108. – **Armature du patin avec glacis.**

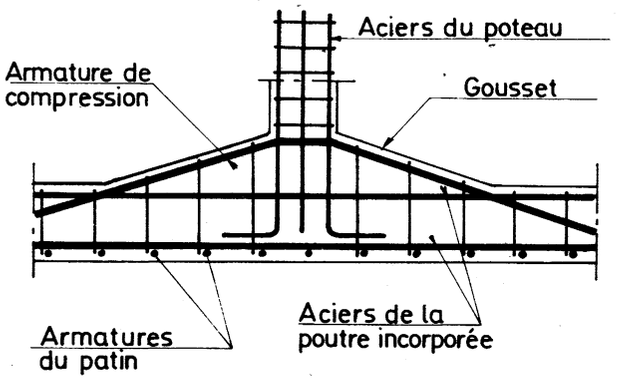


FIG. 109. – **Détail d'armature d'un gousset.**

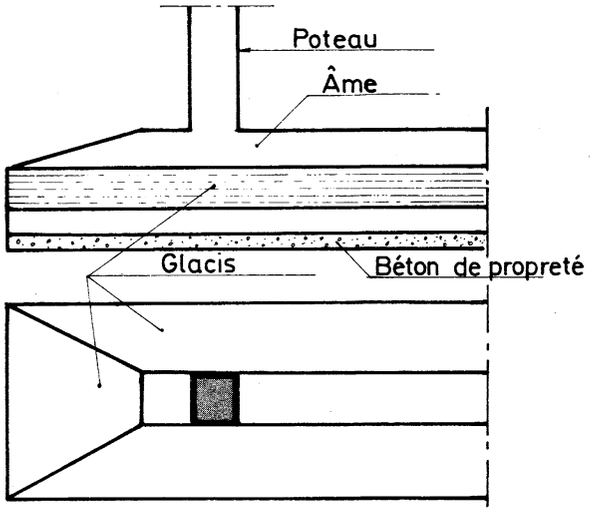
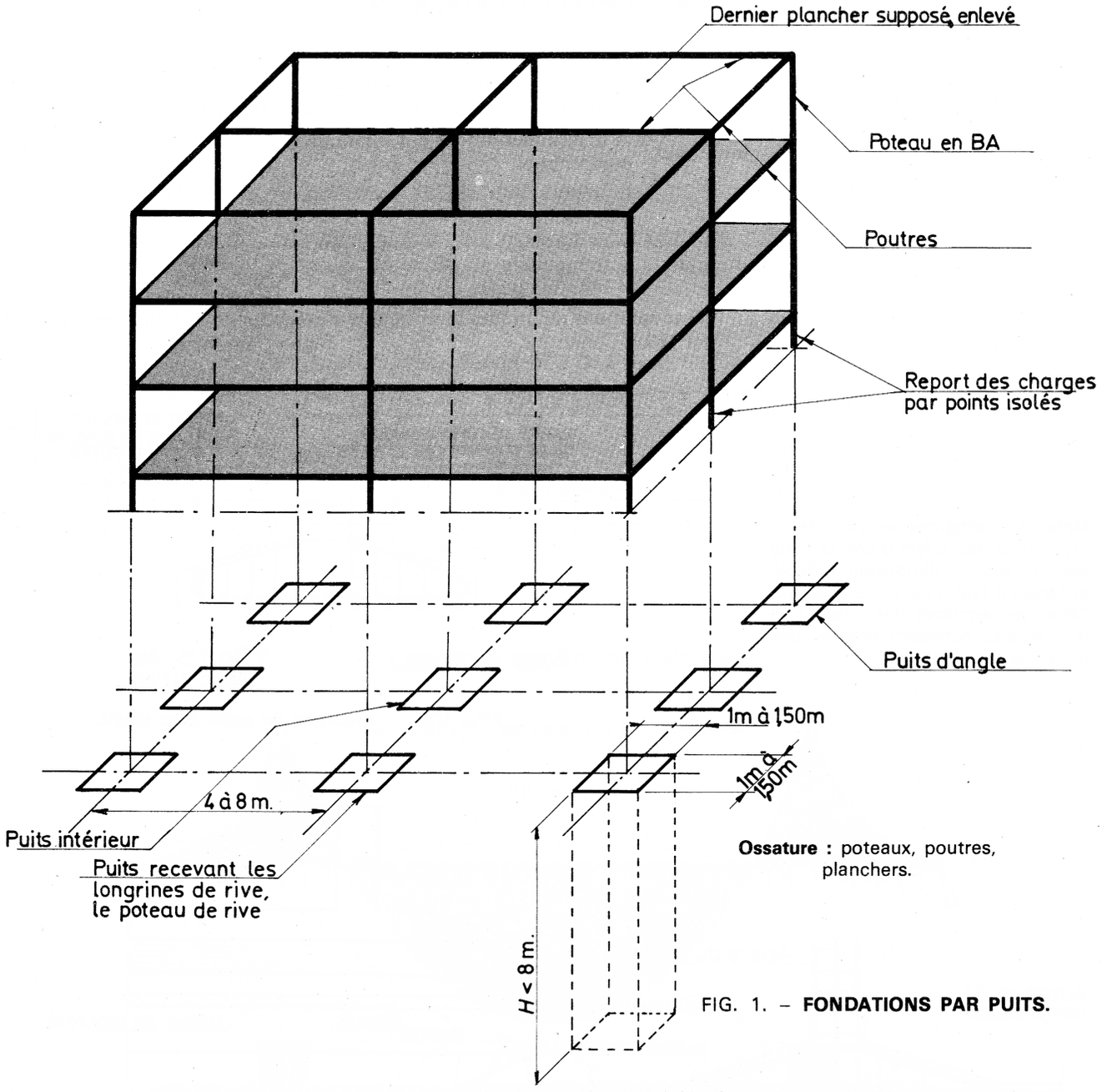


FIG. 110. – **Extrémité d'une semelle continue sous poteaux.**
La pente du glacis est inférieure à 30° pour éviter le coffrage.

Questionnaire :

UTILISONS LES CONNAISSANCES ACQUISES

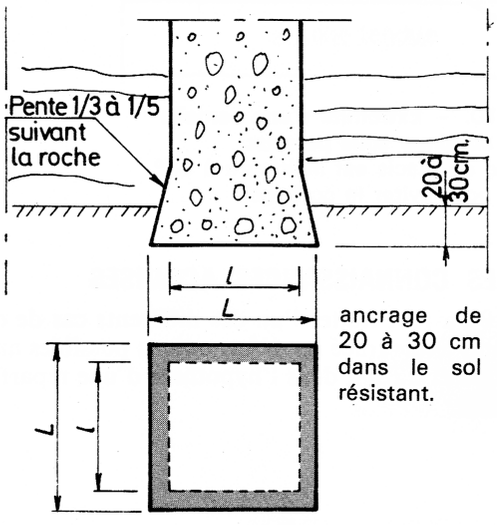
En s'inspirant des *figures* 105 à 107, traiter l'un des différents cas de chargement du paragraphe 1 après avoir tracé les déformations possibles amplifiées, sous l'action des charges et du sol, dans l'hypothèse d'une répartition uniforme des pressions.



Ossature : poteaux, poutres, planchers.

FIG. 1. – **FONDATIONS PAR PUITS.**

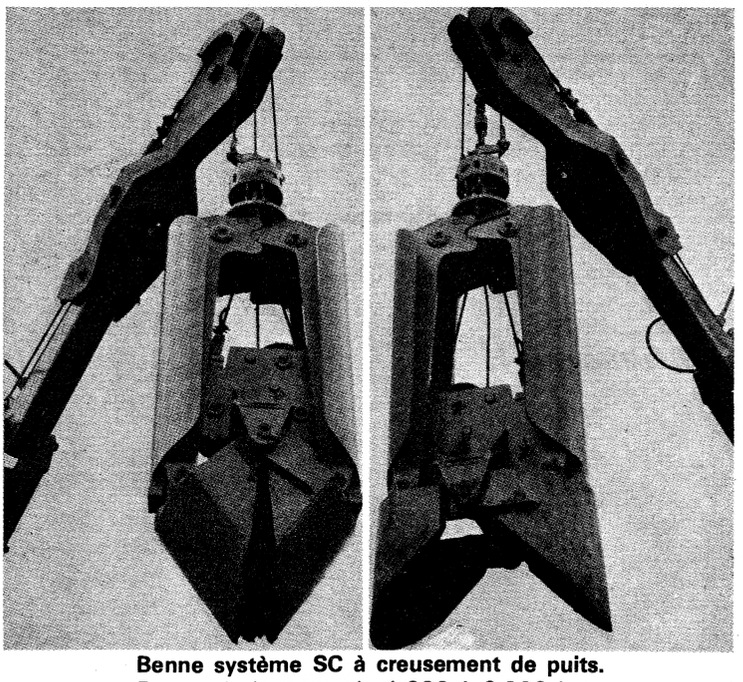
Disposition en « patte d'éléphant ».



ancrage de 20 à 30 cm dans le sol résistant.

$\Delta S = (L^2 - l^2)$ est l'acroissement de la surface portante.

FIG. 2. – **Puits de section carrée.**



Benne système SC à creusement de puits.
Forces de levage : de 1 000 à 3 000 kg.

(Document BENOTO.)

8. FONDATIONS PAR PUITS

Un puits de fondation s'apparente a un gros pilier armé ou non, prenant appui sur le sol résistant, à une profondeur supérieure à 2 mètres.

Il reçoit de fortes charges.

1 Quand choisit-on la fondation par puits ?

Cette solution est choisie si :

- la couche superficielle présente une résistance insuffisante pour équilibrer les charges;
- les charges sont importantes et concentrées;
- les puits sont moins coûteux que :
  - le radier,
  - les semelles massives;
- les conditions particulières du chantier s'y prêtent;
- la rapidité d'exécution est un facteur déterminant.

2 Où placer les puits ? Combien ?

Les emplacements des puits sont ceux des éléments de construction les plus chargés :

- angles extérieurs ou intérieurs;
- intersections de murs intérieurs;
- poteaux en B.A. (d'angle, de rive, intérieur);
- trumeaux en B.A.

Le nombre de puits résulte d'un compromis entre des exigences en conflit :

- d'une part, le terrassement et le remplissage en béton pour les puits;
- de l'autre, la portée et la section des longrines, dépendantes des puits.

Le choix de l'entreprise doit concilier à la fois l'aspect technique et l'aspect économique.

3 Caractéristiques

Sections

Elles sont de forme :

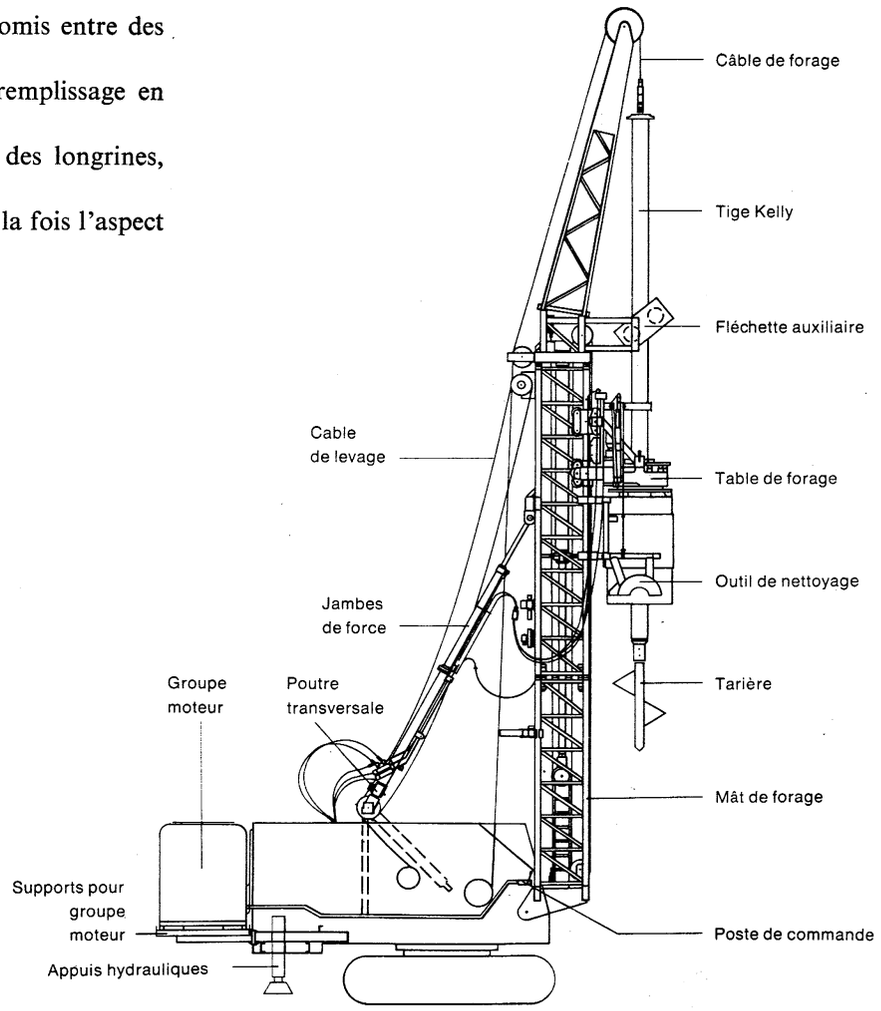
- carrée;
- rectangulaire;
- circulaire;

suivant :

- le mode de forage (percussion, rotation);
- le matériel utilisé (benne preneuse, tarière) (voir *documents* BENOTO et DELMAG, ci-dessous);
- la nature du terrain (blindage ou non).

Dimensions (voir *fig.* 1)

- **les côtés** des puits varient de 1 m à 1,50 m;
- **les diamètres** également de 1 m à 1,50 m;
- **la profondeur** ne dépasse guère 8 m;
- **la distance entre axes** varie de 4 m à 8 m et dépend :
  - des efforts à supporter,
  - de la section des puits,
  - des sections des longrines qui filent sur la tête des puits.
- **la base des puits :**
  - s'encastre de 20 à 50 cm dans le sol jugé résistant,
  - augmente la surface portante par la disposition dite en « patte d'éléphant », à condition que la cohésion des terres soit satisfaisante (*fig.* 2).



Foreuse hydraulique des sols
DELMAG - RH 155
(Document DELMAG.)

Force portante

Elle dépend des charges et du terrain (*fig.* 3 à 5).

Exemple :

Puits de section carrée :

- côté : 1,50 m;
- surface : 1,50 × 1,50 = 2,25 m²;
- avec patte d'éléphant minime :
  1,70 × 1,70 = 2,89 m²;
- augmentation de la surface portante :
  2,89 m² — 2,25 m² = 0,54 m² ou 5 400 cm²;
- si la pression admissible est de 3 daN/cm², la force supplémentaire devient de :
  5 400 cm² × 3 daN/cm² = 16 200 daN, soit une charge correspondante de 16 tonnes.

Modes opératoires

Implantation des axes des puits et **tracé** du contour à excaver (voir *plan d'implantation* ci-contre).

Forage mécanique :

- dans les sols cohérents, sans tubage;
- dans les sols non cohérents, avec tubage provisoire (fourreau) ou à l'abri d'un blindage.

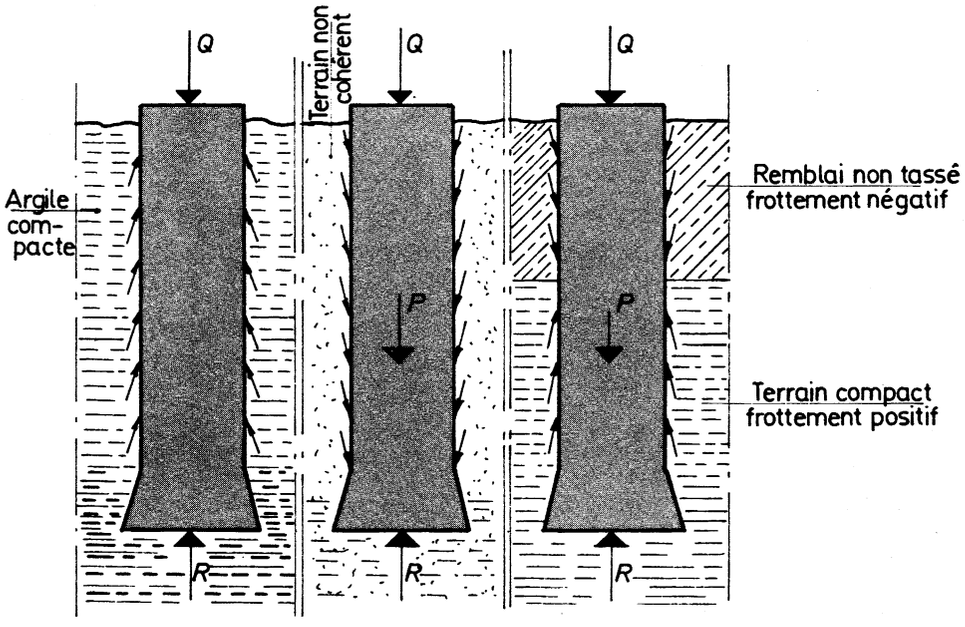


FIG. 3 — **Cas n° 1**

FIG. 4 — **Cas n° 2**

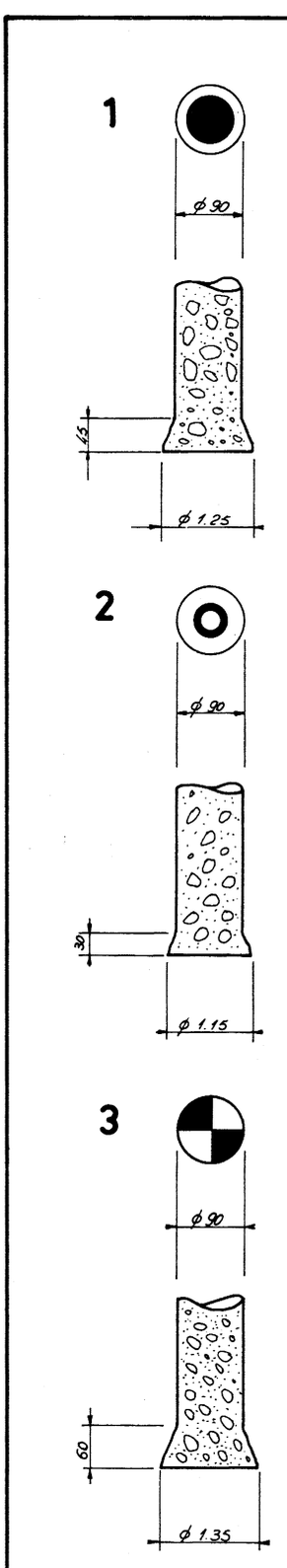
FIG. 5 — **Cas n° 3**

Q : charges transmises au puits.
P : poids du puits.
R : résultante des actions du sol.
S : surcharge due au sol.

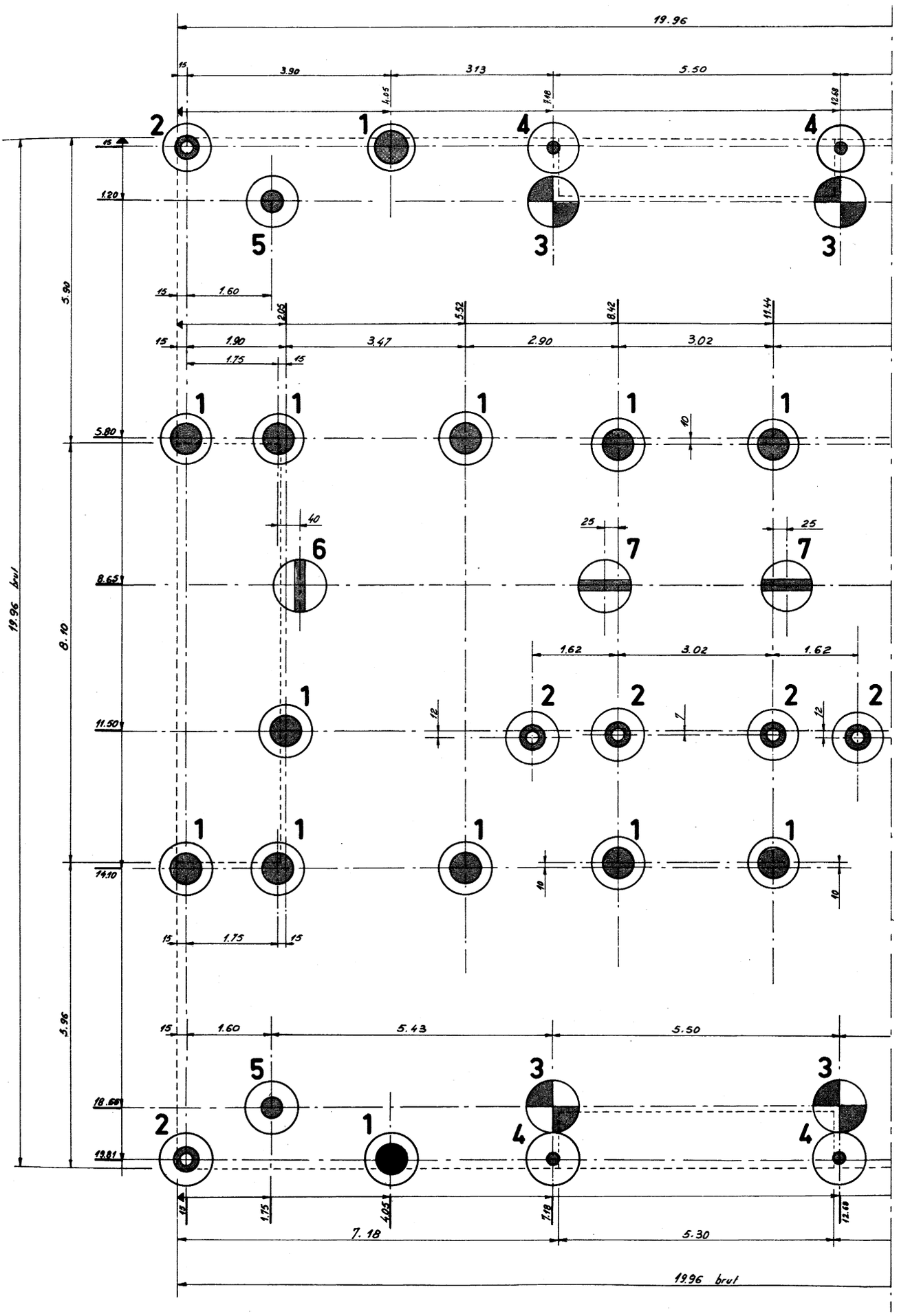
Cas n° 1 : Terrain compact. **Frottement positif** qui s'oppose à l'enfoncement. Théoriquement, on pourrait négliger la masse du gros béton du puits : $R = Q$.

Cas n° 2 : Terrain non cohérent dont le tassement provoque un **frottement négatif** qui surcharge le puits : $R = P + Q + S$.

Cas n° 3 : Pratiquement, on néglige le frottement et on tient compte de la masse de béton du puits : $R = P + Q$.

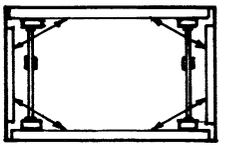


LÉGENDE :
- Les puits identiques sont affectés d'un même repère 1, 2, 3, etc.
- Les cotes cumulées sont soulignées d'un trait fort.
- Les traits interrompus courts représentent le contour extérieur du bâtiment.
- Chaque puits est repéré suivant ses axes.
- Les puits « décalés » de 7, 10, 12 cm sont implantés en fonction de la structure porteuse.



PLAN PARTIEL D'IMPLANTATION DES PUITS
Bâtiment : Tour de 7 niveaux, de 20 m de côté.

FIG. 6. – **Puits de faible section.**



But recherché : empêcher les éboulements tout en permettant l'excavation.
Principe : report des poussées d'une paroi sur l'autre pour assurer l'équilibre par des étresillons ou des étais à vérins (parois en vis-à-vis ou parois orthogonales).

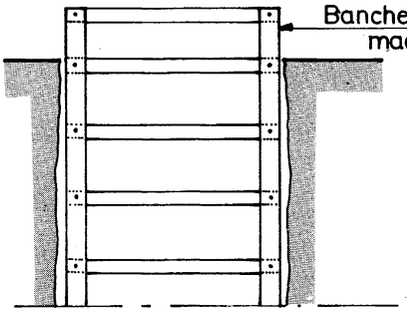


FIG. 7

Cette banche descendue dans la fouille est ensuite butonnée avec des étais à vérins.

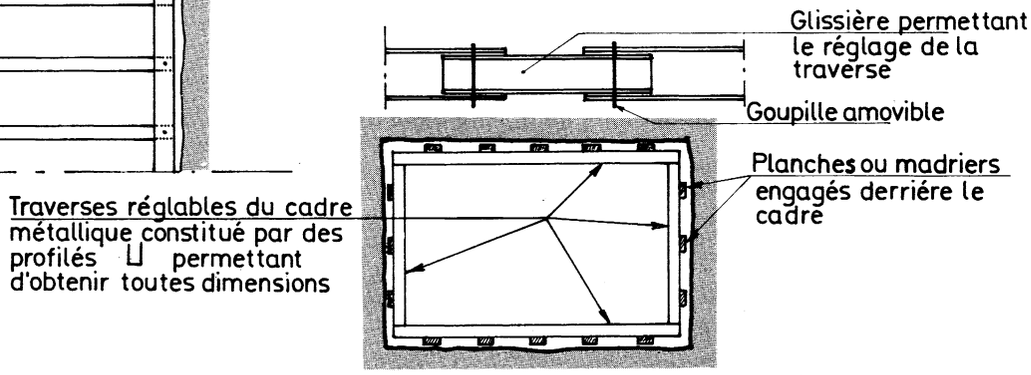


FIG. 8. – **Vue en plan de l'étaiement.**

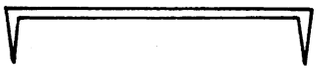
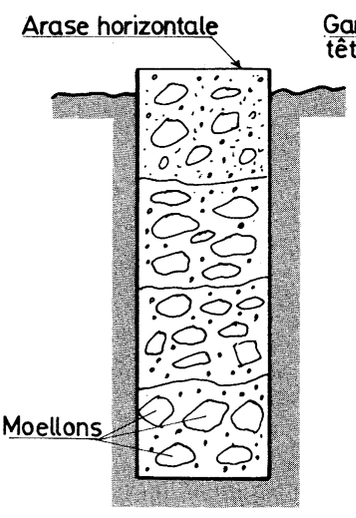
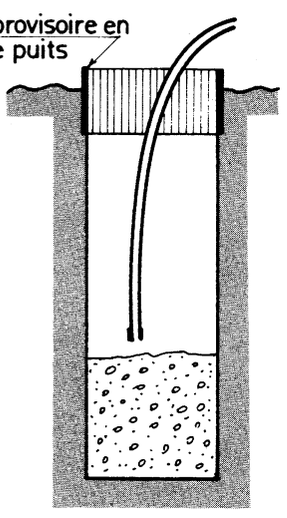


FIG. 9. – **Clameau** (sorte de cavalier en acier ∅ 12 à ∅ 16, destiné à relier les grumes).



Couches de moellons et gros béton. Sol compact.

FIG. 10



Sol compact. Déversement du béton à l'aide du tuyau flexible de la pompe à béton.

FIG. 11

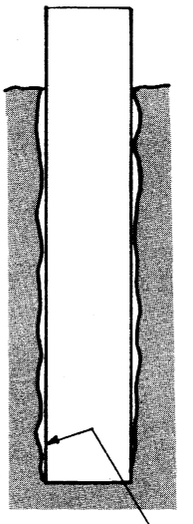
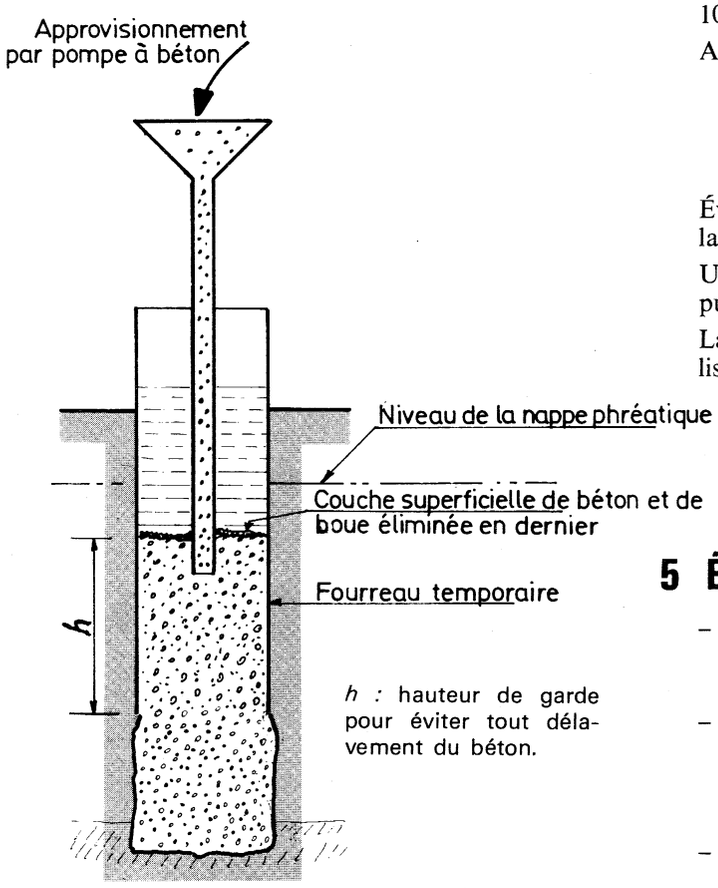


FIG. 12

FIG. 13. – **Bétonnage en terrain inondé.**



Blindage éventuel (*fig.* 6 à 9) à l'aide de :

- madriers butonnés par des étais métalliques à vérins;
- cerces métalliques extensibles.

Protection du bord de fouille (voir *fig.* 11).

Remplissage du puits avec un gros béton de masse (*fig.* 10 à 13).

A titre indicatif, **la composition du béton** est la suivante :

- cailloux 600 à 800 dm³;
- graviers 200 à 400 dm³;
- sable de rivière 400 à 500 dm³;
- ciment C.P.A.L. 200 à 300 kg/m³ de béton.

Éventuellement des moellons bruts sont noyés dans la masse de béton.

Une **armature** peut être incorporée à la partie haute du puits pour fretter le béton.

La surface des puits est arasée de niveau et parfois lissée grossièrement.

5 Établissement de l'infrastructure

- Les **poutres de liaison** qui chevauchent les têtes de puits reposent simplement comme des poutres continues (*fig.* 14 et 15).
- Les **longrines non ancrées** peuvent ainsi glisser sans donner au puits une flexion dangereuse (*fig.* 16 et 17).

  Ces longrines forment, en plan, un quadrillage et servent à ancrer les poteaux ou à supporter les murs.
- Les murs peuvent aussi être armés en **poutres-cloisons.**
- La **greffe directe d'un poteau** sur un puits peut s'obtenir en réalisant une semelle incorporée à la tête du puits (*fig.* 18).

Vue en plan

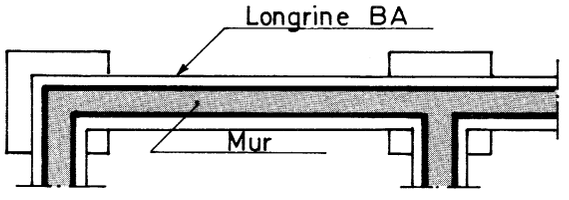


FIG. 14

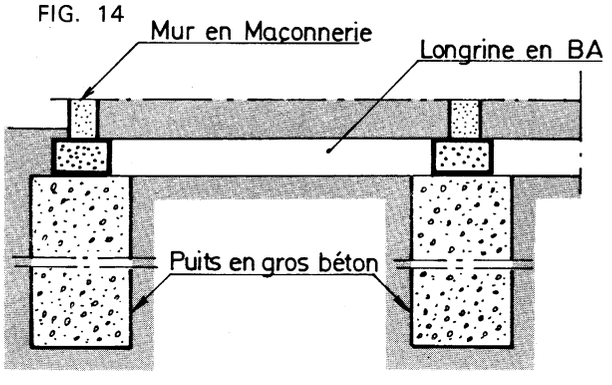


FIG. 15

Coupe verticale.
Les têtes de puits sont reliées par des longrines.

Appui simple de la longrine : libre dilatation.

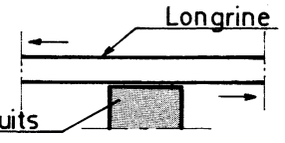


FIG. 16

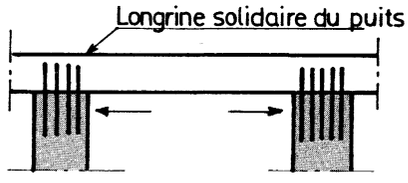


FIG. 17

Encastrement de la longrine sur la tête de puits : efforts de flexion sur le corps du puits.

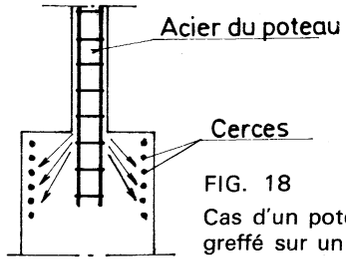
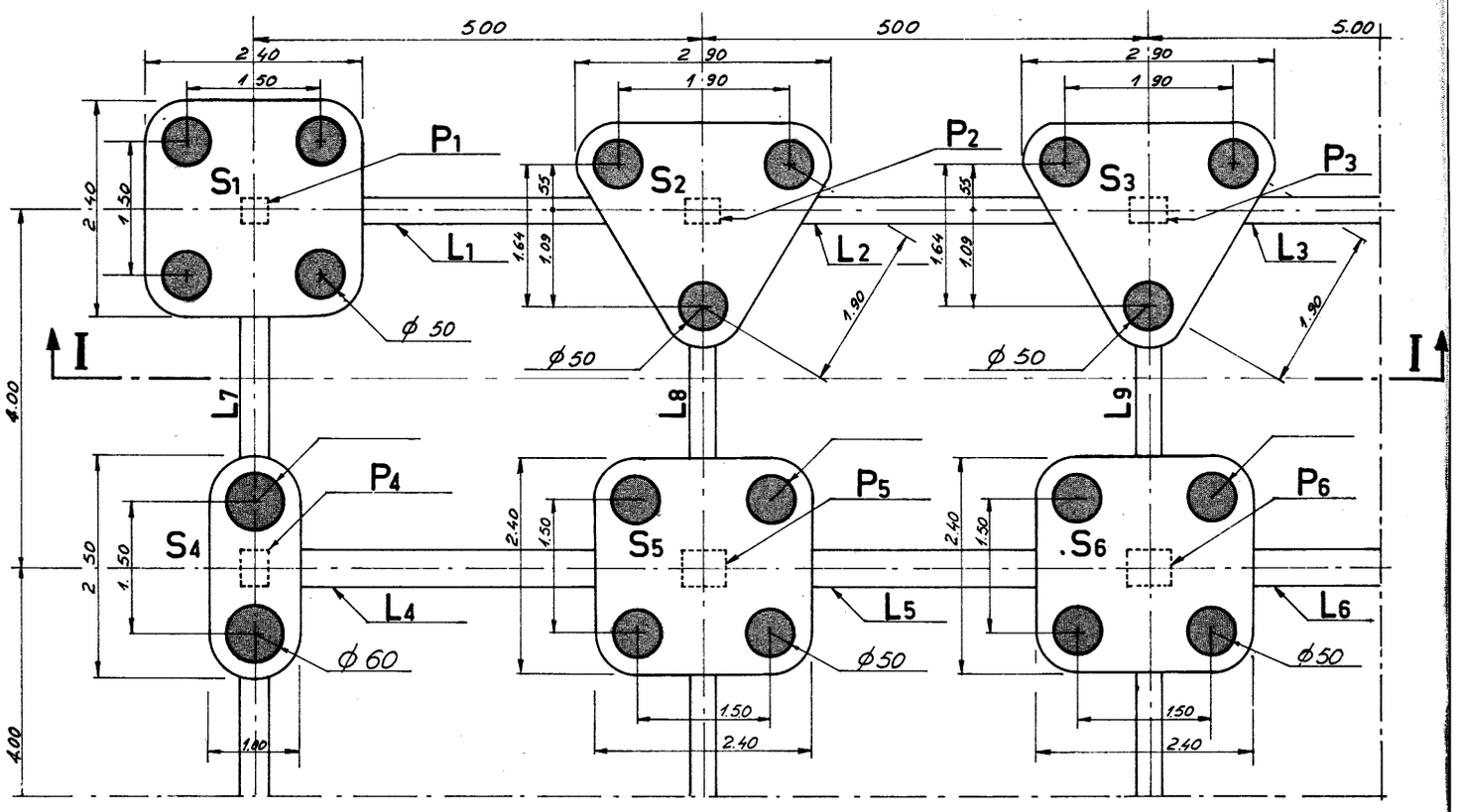


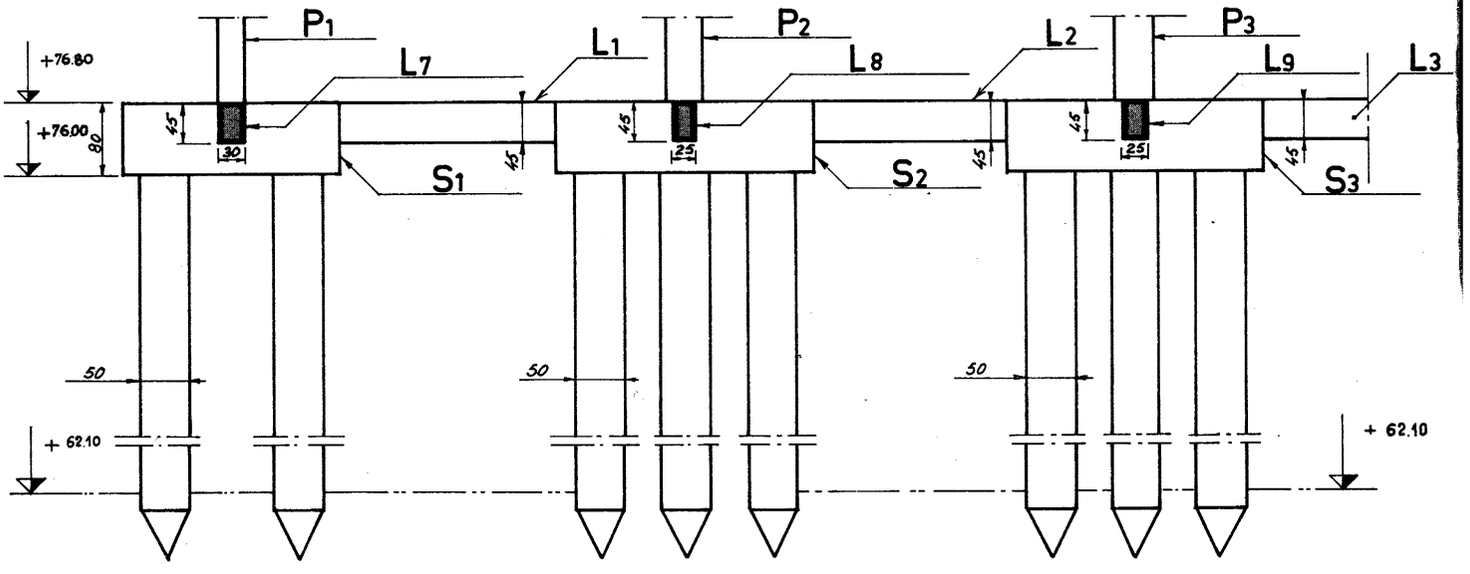
FIG. 18

Cas d'un poteau greffé sur un puits.



VUE EN PLAN D'UN ANGLE DE BÂTIMENT

FIG. 1



COUPE I-I

FIG. 2

FONDATIONS PAR PIEUX

9. FONDATIONS PROFONDES

1 Pieux en B. A. (fig. 1 à 5)

Pourquoi ?

Ils sont destinés à reporter à grande profondeur (20 m, 40 m et plus) les charges d'une construction.

Ils sont groupés par 2, 3, 4, 5 et plus et réunis en tête par une semelle très épaisse afin de répartir la charge sur chacun des pieux.

Ils agissent sur le sol soit :

- par frottement latéral;
- par effet de pointe;
- par frottement latéral et effet de pointe.

Ils doivent résister généralement à l'effet :

- des charges verticales;
- des poussées horizontales ou obliques.

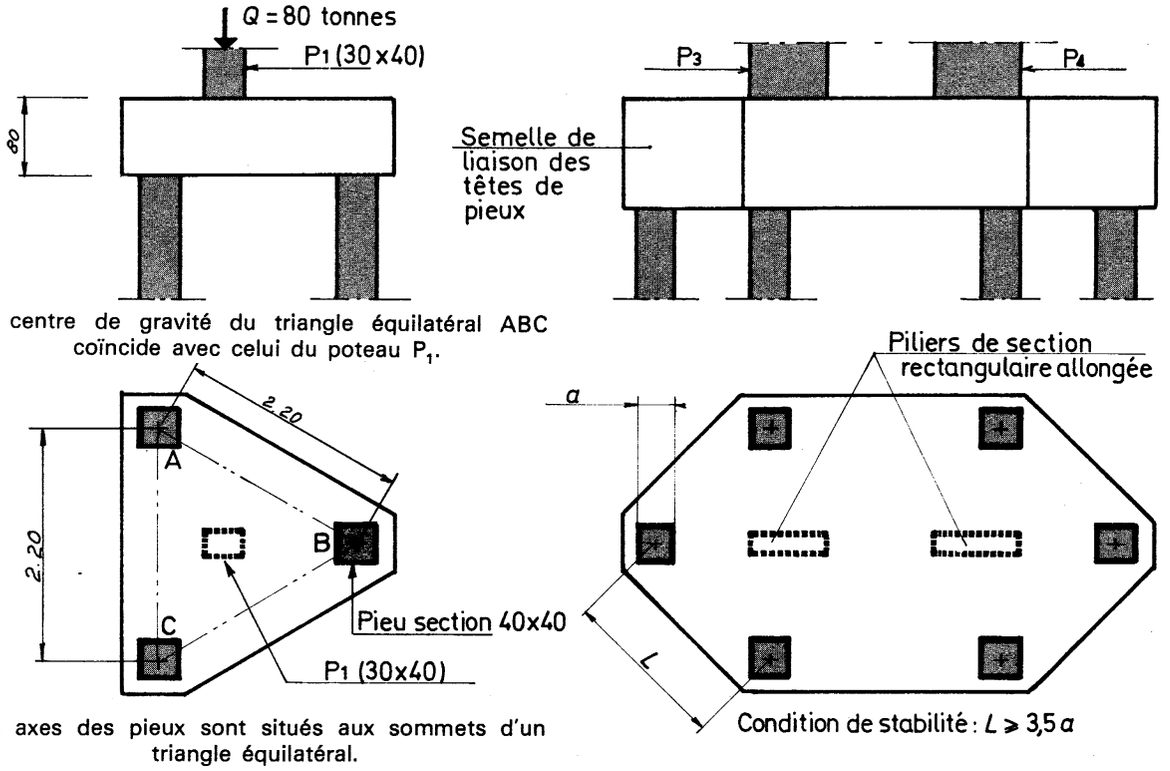


FIG. 3

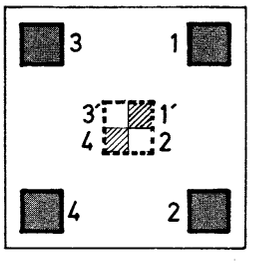


FIG. 4

Semelle de liaison de quatre pieux de section carrée 40 × 40. Chaque pieu porte une part de la charge transmise par le poteau et la semelle.

Conditions de stabilité :
$L \geqslant 2{,}5\ \varnothing$
$nL \geqslant n\Pi\ \varnothing$
(*n* est le nombre de côtés du polygone.)

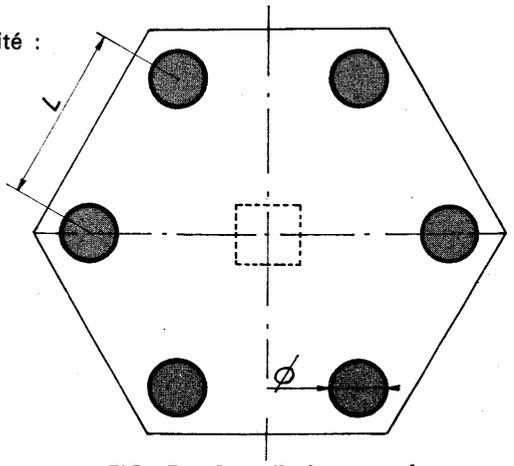


FIG. 5. – **Semelle hexagonale.**

2 Influence des charges verticales

Comment les efforts sont-ils transmis ?

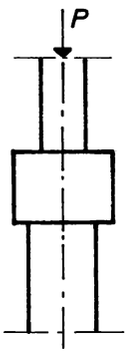
2.1 1er cas : un seul pieu supporte un seul poteau

En théorie, la charge verticale est centrée (*fig.* 6).

En pratique, la charge verticale est excentrée (*fig.* 7).

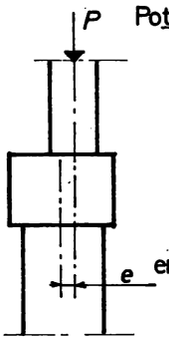
Le pieu est à la fois comprimé et fléchi (*fig.* 8 et 9).

Cette solution n'est pas recommandée.



En théorie : compression.

FIG. 6



En pratique : compression + moment de flexion en raison de la précision relative de l'implantation.

FIG. 7

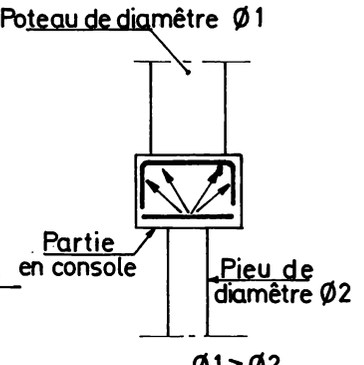
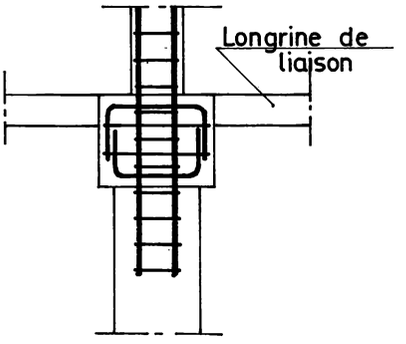


FIG. 8



Poteau reposant sur un seul pieu. La liaison poteau-pieu est assurée par un massif avec armature en double palier.

FIG. 9

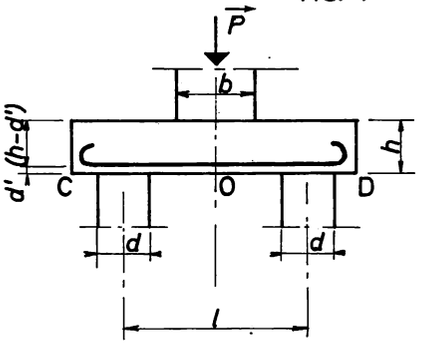


FIG. 10

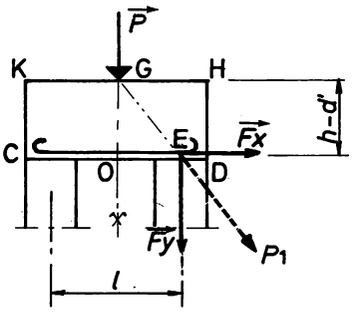


FIG. 11

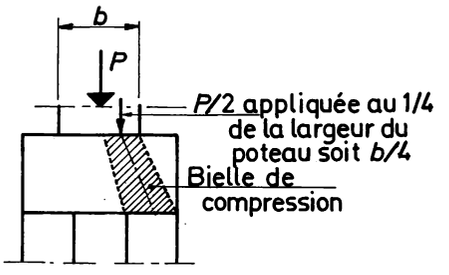


FIG. 12

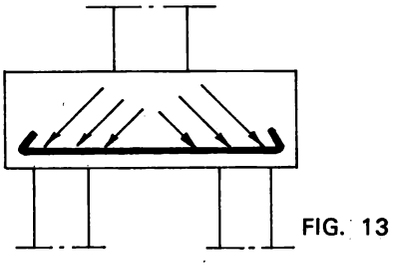


FIG. 13

- Aciers inférieurs mis en traction par les bielles de compression inclinées.
- Nécessité de crochets à l'extrémité des barres.

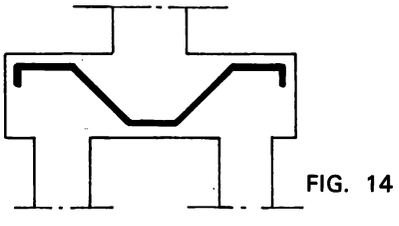
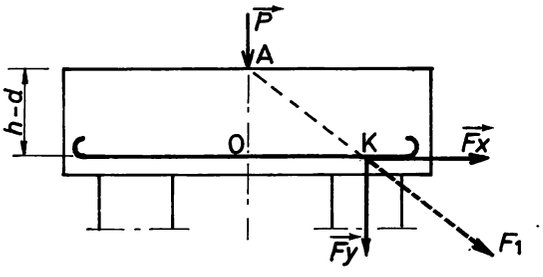


FIG. 14

- Barre reprenant les efforts amenés par les bieilles pour les reporter sur les têtes de pieux.



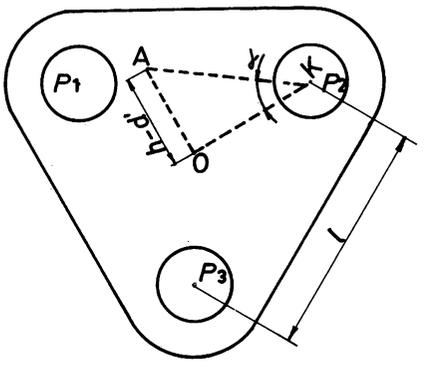


FIG. 15

2.2 2e cas : un seul poteau reposant sur 2 pieux

Par l'intermédiaire d'une semelle.

La semelle se comporte théoriquement comme une poutre sur deux appuis (*fig.* 10).

Chaque pieu supporte une charge verticale égale à la moitié de la charge totale (*fig.* 11).

La transmission des efforts s'effectue par les bielles de compression (*fig.* 12 et 13).

La partie inférieure de la semelle est tendue (*fig.* 14).

2.3 3e cas : charge reposant sur 3 pieux par l'intermédiaire d'une semelle triangulaire

La charge « P » doit s'appliquer au centre de gravité du triangle équilatéral.

La composante verticale Fy agissant sur chacun des pieux est égale à P/3.

La composante horizontale Fx est équilibrée par les aciers (*fig.* 15).

2.4 Généralisation

La même méthode s'applique à un groupe de 4 à 5 pieux sous les deux conditions signalées :

- la charge doit passer par le centre de gravité de la semelle (voir *fig.* 3, 4 et 5);
- la semelle doit être très rigide pour que chaque pieu reçoive une charge identique.

Comment placer les aciers ?

2.5 Disposition des armatures

Semelles triangulaires sur 3 pieux (*fig.* 16 à 20) :

- les armatures peuvent être placées suivant :
  - les médianes (*fig.* 16);
  - les côtés, en ajoutant un quadrillage (*fig.* 17).

Semelles carrées sur 4 pieux (*fig.* 21 à 23) :

- les armatures sont placées suivant les côtés (*fig.* 21) ou suivant les diagonales (*fig.* 22);
- un quadrillage complète l'armature (*fig.* 23).

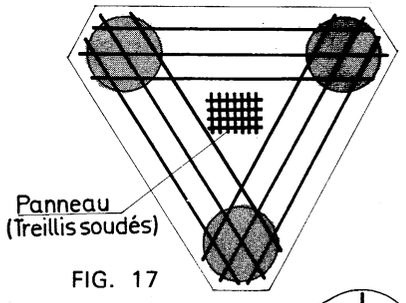


FIG. 17

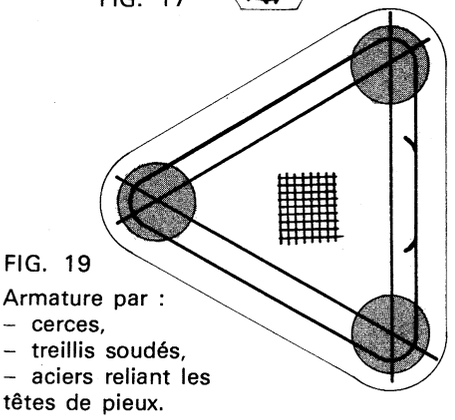


FIG. 19

Armature par :
- cerces,
- treillis soudés,
- aciers reliant les têtes de pieux.

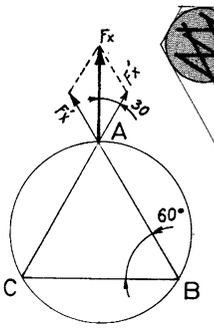


FIG. 18

L'axe de chaque pieu est en A, B, C, du triangle sommets équilatéral.

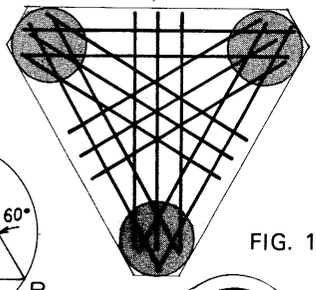


FIG. 16

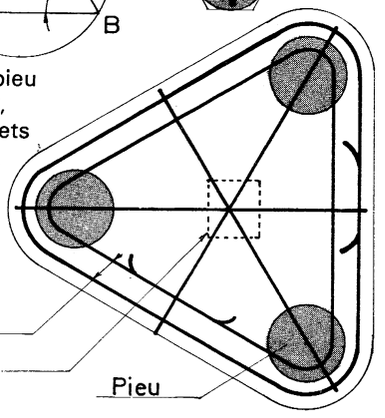


FIG. 20

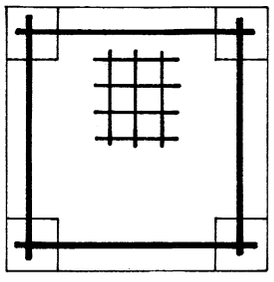


FIG. 21

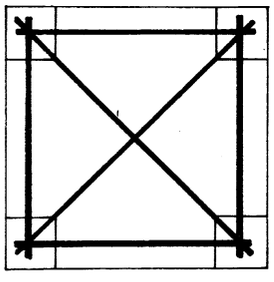


FIG. 22

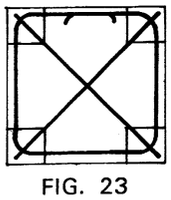


FIG. 23

Comment supporter les murs par des pieux ?

2.6 Cas des murs

Ils peuvent prendre appui sur :

- une série de pieux alignés dans l'axe du mur (*fig.* 24 A);
- une série de pieux placés de chaque côté de l'axe (*fig.* 24 B et 25).

Le schéma de l'armature est présenté sur les coupes A et B de la *figure* 24.

Quelle est l'action du vent sur les pieux ?

L'influence du vent en particulier n'est pas négligeable (100 daN/m²) soit, H la résultante des **poussées horizontales** (*fig.* 26).

L'équilibre de la construction est obtenu par les actions des pieux P_1, P_2.

De ce fait, le pieu P_1 est soumis à un effort d'arrachement vertical et le pieu P_2 à un effort de compression (*fig.* 27).

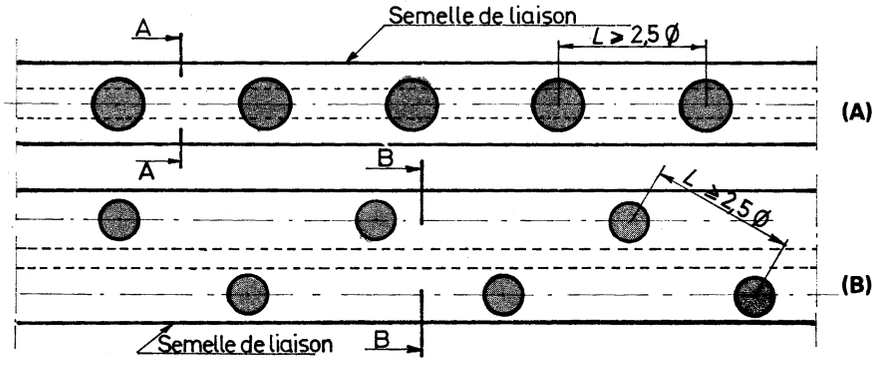
Quand utiliser des pieux inclinés ?

Dans le cas de **poussées obliques,** nous retrouvons entre autres (*fig.* 28) :

- l'action du vent, des remblais;
- l'action des charges verticales.

La solution consiste à utiliser des pieux verticaux et des pieux inclinés armés (*fig.* 29 à 31).

PIEUX PLACÉS DANS L'AXE DU MUR



PIEUX PLACÉS DE CHAQUE COTÉ DE L'AXE DU MUR

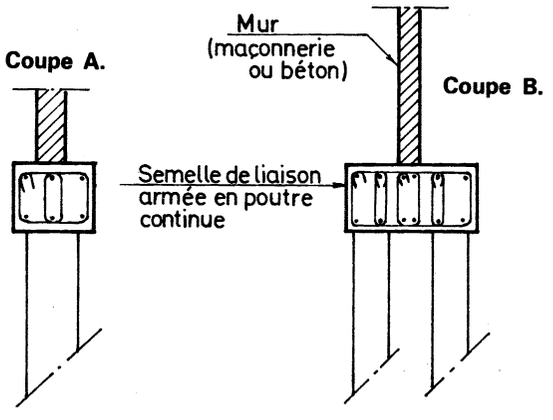


FIG. 24

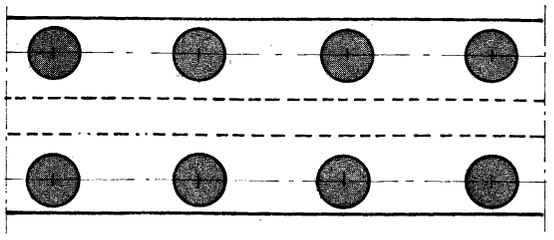


FIG. 25

Semelle de liaison périmétrale avec pieux placés symétriquement par rapport à l'axe du mur (en traits interrompus).

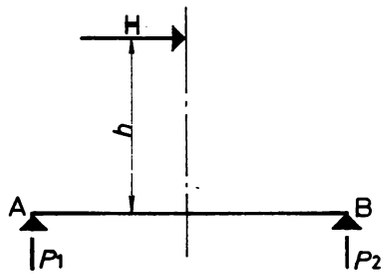


FIG. 26

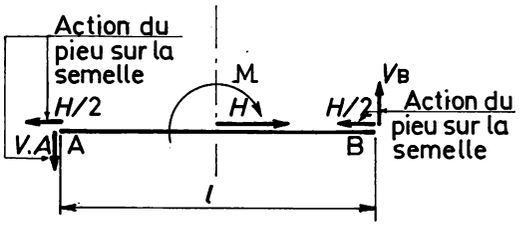


FIG. 27

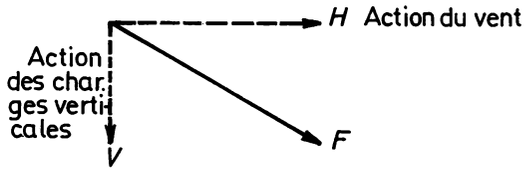


FIG. 28

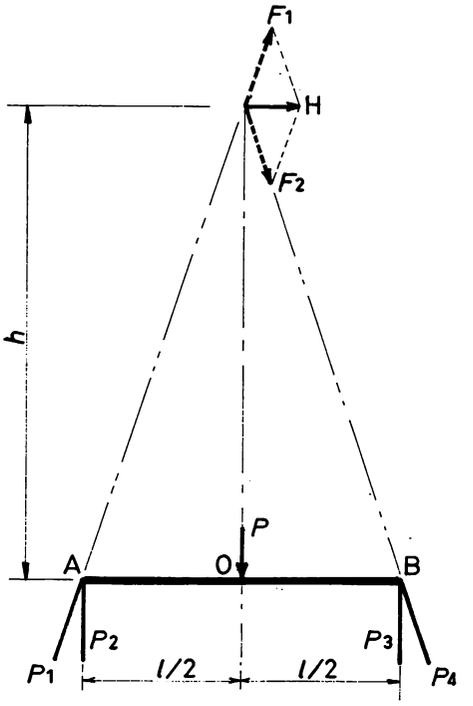
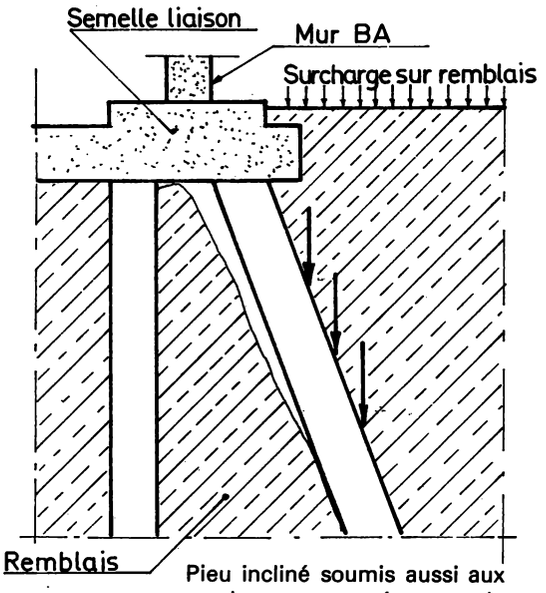
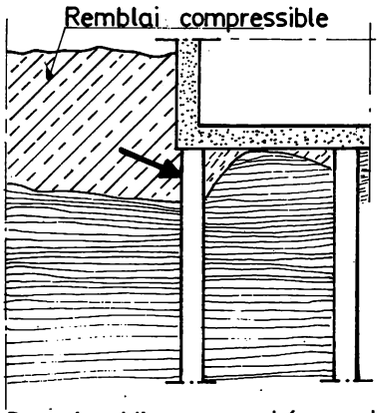


FIG. 29



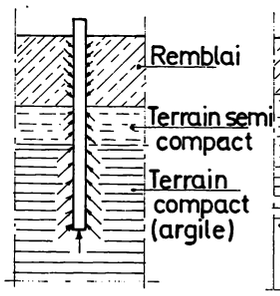
Pieu incliné soumis aussi aux surcharges amenées par le remblai.

FIG. 30



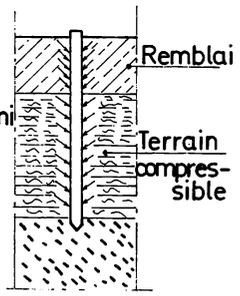
Poussée oblique engendrée par la surcharge des remblais.

FIG. 31



Frottement latéral important.
Pieu flottant.

FIG. 32



Frottement négatif.
Effet de pointe prédominant.

FIG. 33

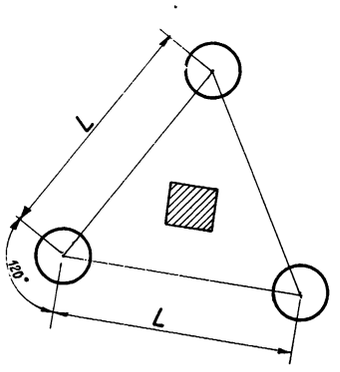
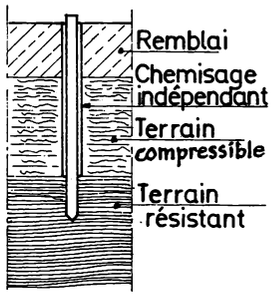


FIG. 34



Pieu chemisé.

FIG. 35

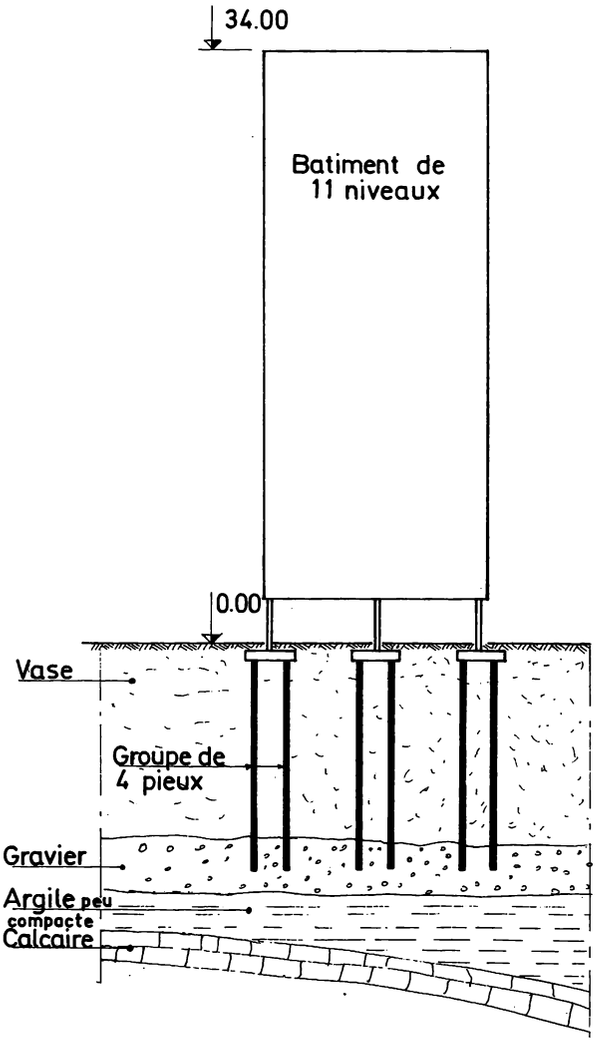


FIG. 36

Mauvaise solution : la couche de gravier n'est pas assez résistante pour empêcher la déformation de la couche d'argile d'épaisseur inégale.
Déversement du bâtiment à craindre.
Solution : les pieux devraient prendre appui sur le calcaire.

4 Influence des sols traversés

Des pieux dits « flottants »
Quand ?
Pourquoi ?

4.1 Terrains argileux

L'argile est plastique; elle épouse les formes avec facilité si la teneur en eau est suffisante. Il s'ensuit que l'argile est « adhérente ».

Dans le cas des pieux, le terrain est en contact avec la surface présentée sur toute la hauteur et en raison :

- de la plasticité de l'argile;
- des charges supérieures du terrain (pression);
- de la circulation souterraine de l'eau;
- des vibrations lors du battage;
- le pieu se trouve « fretté » sur toute la hauteur.

Conclusion pratique : utilisation des pieux « flottants » qui n'atteignent pas le sol résistant, mais résistent sous l'influence de la cohésion de l'argile et de l'adhérence (*fig.* 32).

4.2 Frottement positif, frottement négatif

Le frottement positif est recherché dans les terrains compacts car il favorise la force portante. Le frottement négatif, au contraire, est nuisible car le tassement du terrain entraîne celui du pieu (*fig.* 33).

Comment fonder sur des pieux ?

4.3 Conclusions pratiques

1° L'écartement entre axes de pieux est tel que le périmètre d'un groupe de pieux soit au moins égal à la somme des périmètres des pieux.

Exemple : semelle supportée par 3 pieux (*fig.* 34), la somme des périmètres des pieux de diamètre $\varnothing$ est :

$$S_p = 3 \cdot \pi \cdot \varnothing$$

Périmètre du groupe : $3\,L + \pi \cdot \varnothing$.

Condition :

$$3\,L + \pi\,\varnothing > 3\,\pi\,\varnothing$$
$$\text{ou } 3\,L > 2\,\pi\,\varnothing$$

d'où :
$$L \geqslant \frac{2\,\pi\,\varnothing}{3} \Rightarrow L > 2{,}10\,\varnothing$$

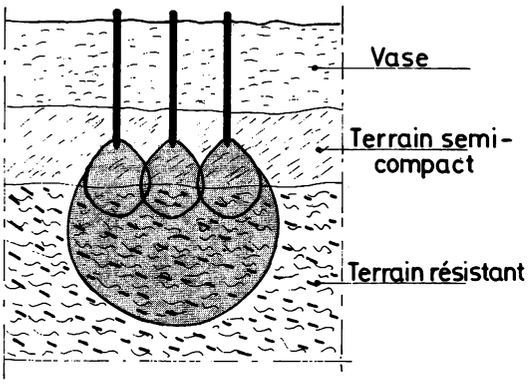
2° Le frottement négatif est réduit en utilisant des pieux chemisés (*fig.* 35).

3° La rencontre du sol résistant est souvent le meilleur gage de non tassement; le pieu travaille alors surtout par sa base (*fig.* 36).

4° L'estimation de la *forte portante* fait intervenir 2 termes pour les pieux moulés dans le sol :

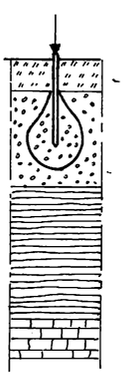
- le terme de pointe;
- le terme de frottement latéral.

5° Il faut veiller à ce que les couches sous-jacentes soient capables de supporter les pressions transmises (*fig.* 37 à 39).



Zone d'influence d'un pieu et d'un groupe de trois pieux.

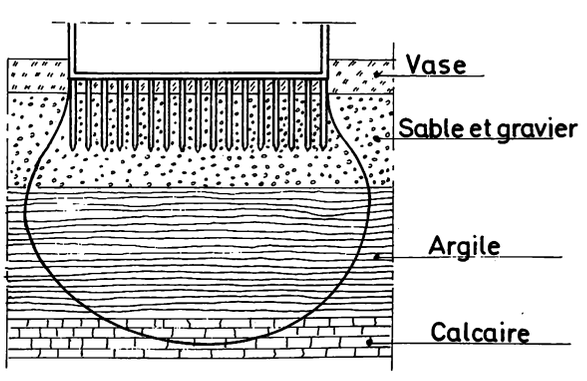
FIG. 37



Bulbe de pression d'un seul pieu.

FIG. 38

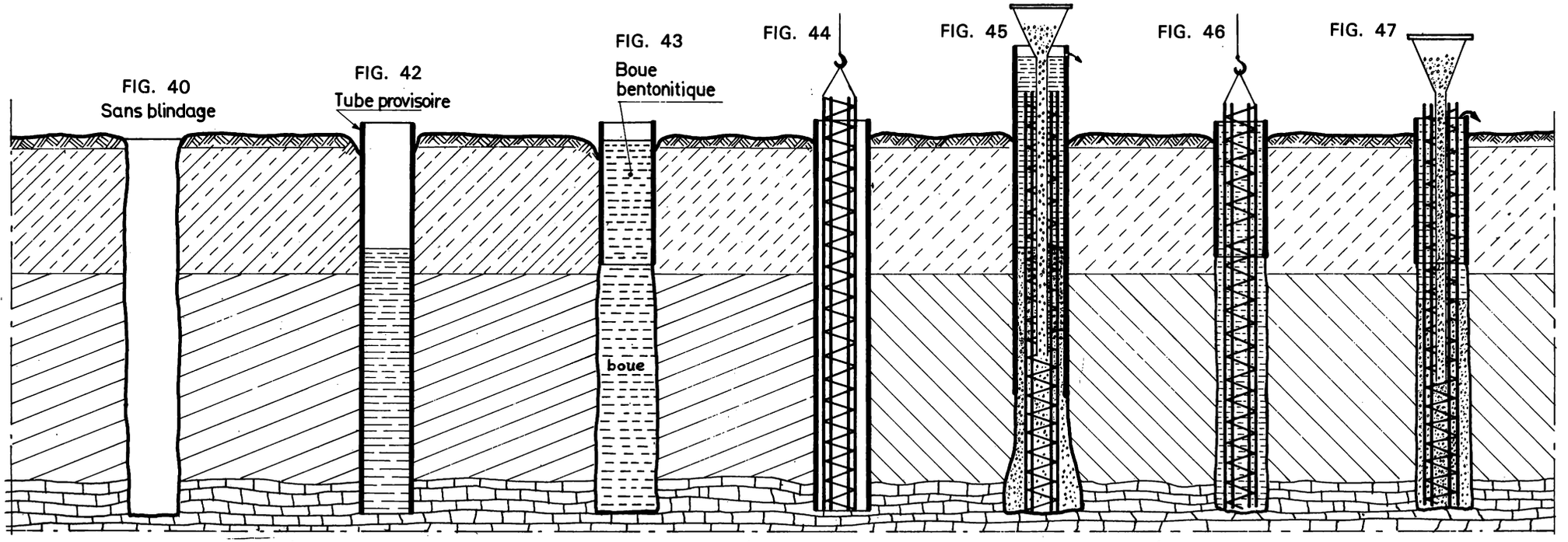
Répartition des pressions



Ouvrage fondé sur pieux.
Bulbe des pressions correspondant.

FIG. 39

PIEUX MOULÉS DANS LE SOL



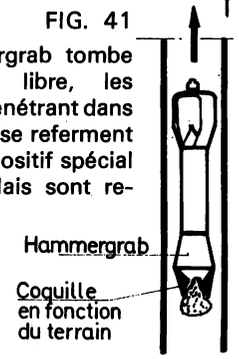
FORAGE SANS BLINDAGE

Terrains cohérents sans eau, la tenue du terrain n'est due qu'à sa cohésion.

Outillage : Hammergrab, trépans, tarrières rotatives.

FIG. 41

Le hammergrab tombe en chute libre, les coquilles pénétrant dans le sol, puis se referment par un dispositif spécial et les déblais sont remontés.



FORAGE AVEC BLINDAGE

Métallique (tube provisoire).

Hydraulique (boue).

Terrains cohérents ou pulvérents avec eau.

– Fourreau provisoire pour maintenir le terrain.
– Vibrofonçage du tube.

Outillage : Hammergrab, trépans, soupapes, tarières, lançage.

Le terrain est maintenu par la pression hydraulique croissante avec la profondeur. Liquide utilisé : boue bentonitique.

Outillage : outils de forage à circulation directe ou inverse.

ARMATURE

Pieux travaillant en compression simple : aciers seulement en tête de pieux pour assurer la reprise.
– Pieux travaillant en compression accompagnée de flexion, ou pieux soumis à des efforts de traction : aciers longitudinaux avec spires.
– Pieux supportant une ossature métal : tête de pieu frettée.

BÉTONNAGE

– Dosage : 200 à 400 kg/m³ de béton.
– Mise en place au tube plongeur pour éviter la ségrégation.
– Vibration pour obtenir des caractéristiques mécaniques constantes sur la hauteur du pieu.
– Garde suffisante pour le relevage du tube provisoire, pour éviter le délavage du béton et assurer sa continuité.

5 Pieux moulés dans le sol

Procédé		Armature	Bétonnage	Avantages Inconvénients	Observations ou renseignements techniques
Sans tubage	**Forage sans blindage** (*fig.* 40). **Conditions :** terrains cohérents sans eau, sols argileux (cohésion). **Outillage :** hammergrab. (*fig.* 41), trépans, tarières rotatives continues ou discontinues.	Sans acier si le pieu travaille en compression. Aciers plantés en tête pour reprise. Armature complète si le pieu travaille en compression et en flexion.	Béton à tendance sèche. Pilonnage serré.	Terrain comprimé latéralement, base élargie. Grande force portante.	Ce procédé ne peut être effectué dans tous les terrains et il y a un risque d'incorporation de terrain dans la masse du béton et de discontinuité du pieu due à des éboulements.
Avec tubage non obturé + vibration	**Forage avec blindage métallique** (*fig.* 42). Terrains cohérents ou pulvérulents avec eau : – tube métallique provisoire **non obturé** à sa base; – extraction des terres à l'intérieur du tube par : hammergrab, trépans, soupapes tarières; – le havage du tube se fait par lançage ou **vibrofonçage** du tube sur la longueur du pieu.	Armature sur toute la hauteur du pieu.	Avec tubage provisoire pour éviter la ségrégation (goulotte + tube introduit à l'intérieur de l'armature). L'eau chassée par le béton est expulsée à la partie supérieure.	Chaque pieu constitue un sondage. Souplesse d'utilisation. Possibilité de retrait du tube pieu arasé à un niveau quelconque : pas de recépage.	**Vibrofonçage :** vibreur et tube sont associés. Le tube pénètre dans le terrain par vibration. Lorsque 2 à 3 m sont foncés on vérifie la verticalité. Le tube se trouvant rempli des matériaux constitutifs du sol est vidé au hammergrab. Le vibrofonçage permet un compactage du béton permettant une contrainte admissible de 65 bars.
Sans tubage mais avec bentonite	**Forage avec blindage hydraulique** (boue bentonitique) (*fig.* 43). Tubage provisoire seulement en partie haute du pieu. Outils à circulation directe ou inverse.	Armature classique, barres longitudinales et frettes.	Avec tubage. Id.	La boue de forage permet : – de refroidir les outils de perforation; – de remonter les sédiments; – de maintenir les parois du coffrage. Le système de perforation n'ébranle pas les constructions voisines et ne désorganise pas les terrains traversés.	**Circulation directe :** une pompe injecte la boue par un canal et la boue remonte les débris de perforation par courant ascendant dans l'espace annulaire compris entre les tiges et les parois du forage. **Circulation inverse :** on injecte la boue dans l'espace annulaire et la boue remonte dans le canal des tiges actionnant l'outil, c'est-à-dire qu'on inverse le sens de circulation pour procéder au prélèvement en vue de l'analyse du terrain au fur et à mesure de la perforation.
Avec tubage et bouchon béton	Fonçage du **tube obturé** à sa base par un bouchon de béton sec pilonné par un mouton de 2 à 4 tonnes qui comprime le béton contre les parois du tube et entraîne ce dernier par frottement. **Principe :** compression du sol.	En général non armé, sauf en tête de pieu mais possibilité d'incorporer une armature sur toute la hauteur.	Par couches successives, damer énergiquement en retirant le tube de 20 à 50 cm grâce à des repères pour avoir une garde suffisante.	Base élargie compactée formant ancrage dans le terrain comprimé. Bétonnage sans eau d'infiltration grâce au tube et au bouchon de béton. Rapidité d'exécution.	Épaisseur du tube : 20 à 35 mm pour le tube de travail. Dosage : 200 à 400 kg de ciment par m^3 rapport c/e élevé. Forte compacité du béton due au pilonnage intensif. Type Franki.

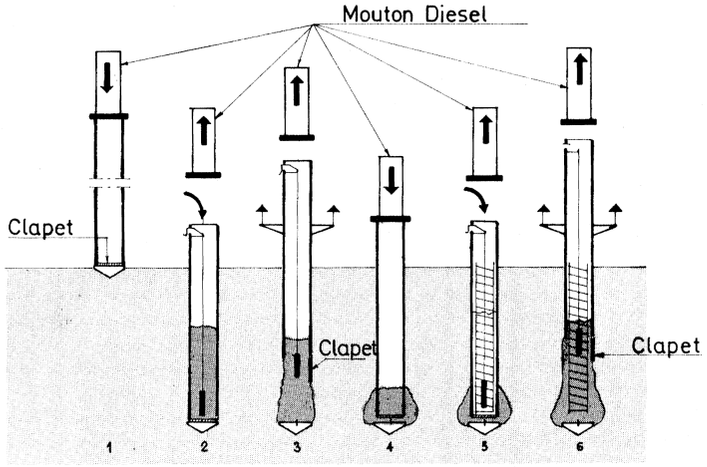


FIG. 48. – **PIEUX MOULÉ DANS LE SOL A TUBE BATTU.**

1re phase : Poser le mouton Diesel sur le tube-chemise et le battre à la profondeur requise.
2e phase : Monter le mouton, pendre un vibrateur aiguille au centre du tube et couler une certaine quantité de béton.
3e phase : Remonter le tube-chemise d'une certaine hauteur, la plaque clapet s'ouvre et le béton est vibré.
4e phase : Enlever le vibrateur aiguille et reposer le mouton sur le tube avec son casque de battage, le clapet se referme. Battre à nouveau pour former une base élargie.
5e phase : Descendre l'armature et remplir partiellement le tube.
6e phase : Extraires le tube et vibrer le béton en même temps.
Le cycle recommence pour le remplissage.

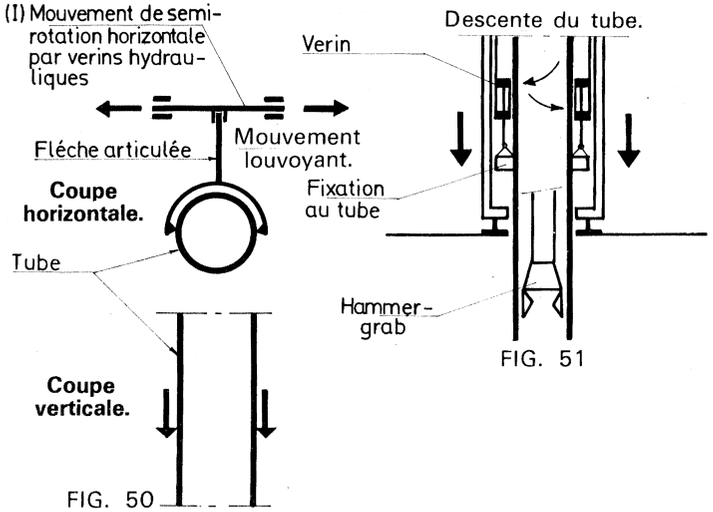


FIG. 50

FIG. 51

(II) Mouvement vertical par vérins.
(I) et (II) sont simultanés.

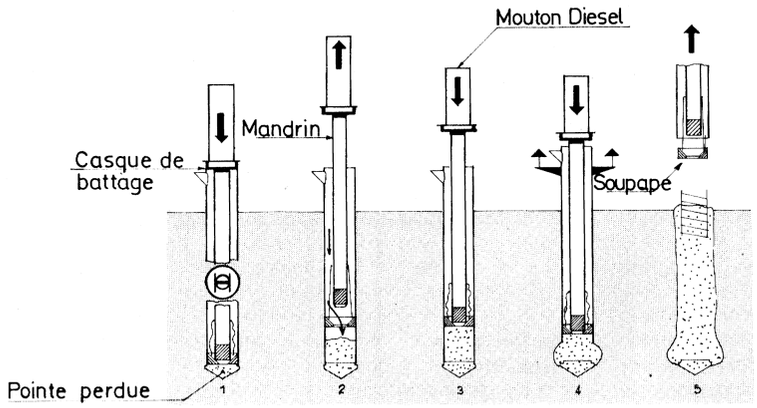


FIG. 49. – **PIEU MOULÉ A TUBE BATTU, A BASE OBTURÉE.**

1re phase : Fonçage du tube obturé par une pointe perdue. A l'intérieur du tube-chemise, un mandrin est fixé en haut au casque de battage et repose en bas sur la pointe perdue.
2e phase : Soulèvement du mandrin libérant le passage pour introduire le béton.
3e phase : Descente du mouton Diesel et du mandrin : l'ouverture de la soupape est fermée.
4e phase : Formation d'une base élargie par battage du mandrin.
5e phase : Bétonnage du fut du pieu : lever le mandrin, couler une certaine quantité de béton, redescendre le mandrin et le mouton Diesel et arracher le tube-chemise.

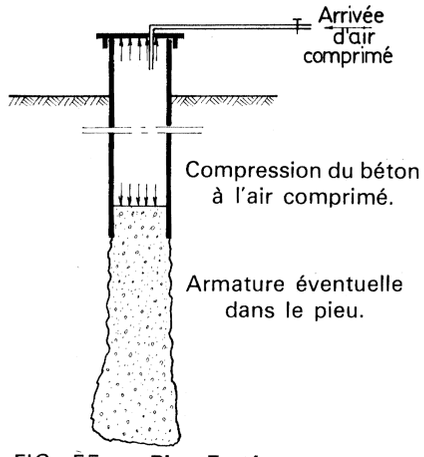


FIG. 55. – **Pieu Froté.**

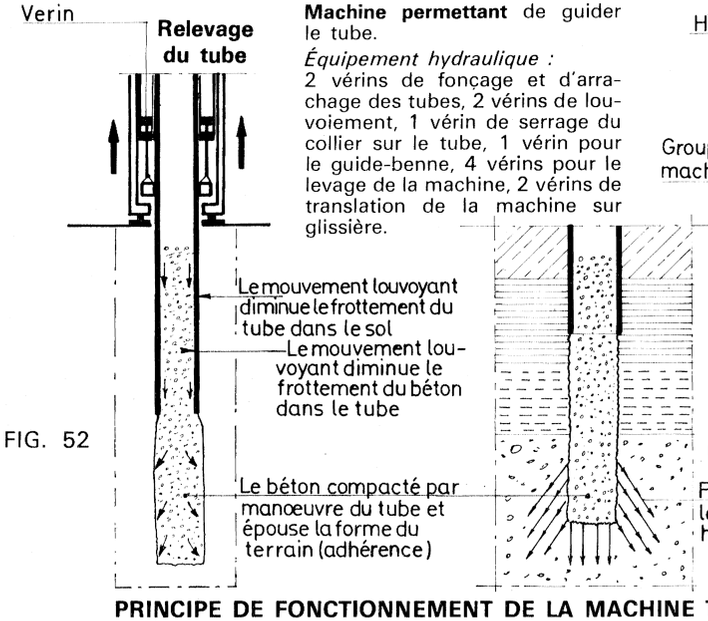


FIG. 52

Machine permettant de guider le tube.
Équipement hydraulique :
2 vérins de fonçage et d'arrachage des tubes, 2 vérins de louvoiement, 1 vérin de serrage du collier sur le tube, 1 vérin pour le guide-benne, 4 vérins pour le levage de la machine, 2 vérins de translation de la machine sur glissière.

FIG. 53

Pression élevée exercée sur le terrain due à la grande hauteur de béton frais

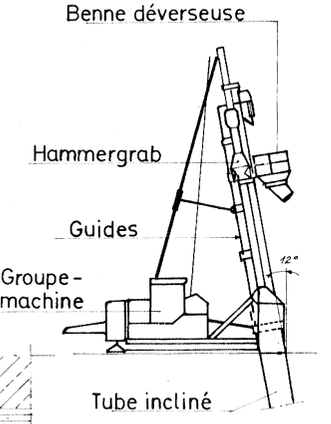


FIG. 54

PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT DE LA MACHINE TYPE « BENOTO »

Pieux moulés dans le sol (suite)

	Caractéristiques du procédé	Armature	Bétonnage	Avantages Inconvénients	Observations ou rense gnements techniques
Avec tubage	A l'abri d'un tubage récupérable, le pieu **n'est pas réalisé par battage et compression du sol** mais par extraction des terres. **Outillage :** matériel classique : cuillers, tarières, trépans, etc. Tubes mis en place au fur et à mesure de l'enfoncement.	Pieu armé sur toute sa hauteur, 5 à 6 barres longitudinales avec un ⌀ variant de 12 à 20 mm, frettage en ⌀ 6 à 8 mm au pas de 15 à 20 cm.	**Bétonnage à sec :** béton à consistance terre humide, pilonné au mouton de 500 à 800 kg. **Bétonnage sans eau** avec tube plongeur.	Ceux des pieux moulés dans le sol. Ils peuvent être exécutés avec inclinaison allant jusqu'à 25° En terrain aquifère on utilise des pieux chemisés (chemises métal en tôle mince permettant le moulage du fût en couches fluides).	**Pieux Forum.** Tubes de ⌀ 40, 50, 60 cm. Éléments de 1,50 m de long. Pieux à tube battu et pointe perdue. (*Fig.* 48.)
Avec tubage et mandrin	Tube battu dont la base est bouchée par une **pointe perdue.** A l'intérieur du tube chemisé se trouve un **mandrin** fixé en haut au casque de battage et s'appuyant en bas sur le bord supérieur de la pointe.	Armature classique.	Par le casque de battage, on soulève le mandrin qui libère le passage du béton vers la pointe. C'est alors que s'opère la descente du mandrin et du mouton et le béton se trouve pilonné.	Ceux des pieux moulés avec champignon en pied.	Équipements de battage **Delmag.** (*Fig.* 49 et voir *fig.* 64.)
Par louvoiement	Tube de coffrage enfoncé ou retiré grâce au **mouvement louvoyant** obtenu par : – une semi-rotation horizontale; – un mouvement vertical; obtenus par vérins hydrauliques. **But :** diminution du frottement latéral ou fonçage. Forage au hammergrab (benne preneuse spéciale).	Id.	Le compactage du béton s'effectue par manœuvre du tube et par pression des couches supérieures. Vibration en tête de pieu non exclue.	Guidage précis du forage grâce à la machine spéciale se déplaçant sur patins hydrauliques. Inclinaison possible jusqu'à 12°.	Procédé **Benoto.** Poids de la machine : 32 tonnes. Longueur : 8,70 m. Hauteur : 13,50 m. Tubes en éléments de 2, 4, 6 m. Trousses coupantes pour terrains durs fixées à l'extrémité du tube (voir *fig.* 80). (*Fig.* 50 à 54.)
Par air comprimé	Trou foré à l'intérieur d'éléments vissés dont l'ouverture supérieure comporte une culasse traversée par des tubulures servant à l'amenée du béton et à l'arrivée de l'air comprimé. **Principe : utilisation de l'air comprimé** pour éviter toute vibration du sol.	Armature en tête du poteau.	A chaque adduction de béton la culasse est replacée, l'air comprimé est admis et la pression (ainsi que les mouvements du tube) comprime le béton.	Possibilité de fonder sans ébranler le terrain. Appareillage peu encombrant. Possibilité de travailler en espace réduit. Le type de pieu n'est pas utilisé pour les gros diamètres.	**Pieux Froté.** (*Fig.* 55.)
Autres procédés : Paumelle, West, DB Loire, Western Foundation, Simplex, etc.					

Quelles méthodes utilise-t-on ?

6 Pieux préfabriqués

— La technique des fondations par pieux préfabriqués pose les problèmes suivants :

- la préfabrication des pieux (*fig.* 56 à 60);
- le transport (*fig.* 61 à 63);
- la mise en œuvre par :
  - battage (*fig.* 64 à 66),
  - vissage (*fig.* 67),
  - utilisation de vérins (*fig.* 69),
  - vibrofonçage,
  - lançage;
- l'établissement de la semelle et les travaux qu'elle nécessite (*fig.* 70 à 73).

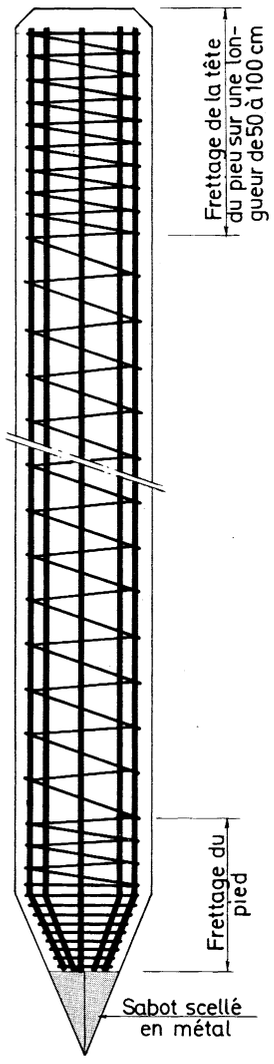


FIG. 56. – **Armature d'un pieu.**

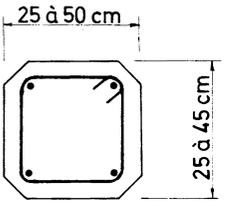


FIG. 57

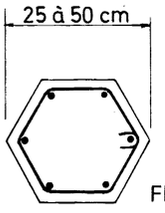


FIG. 58

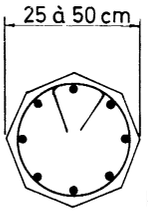


FIG. 59

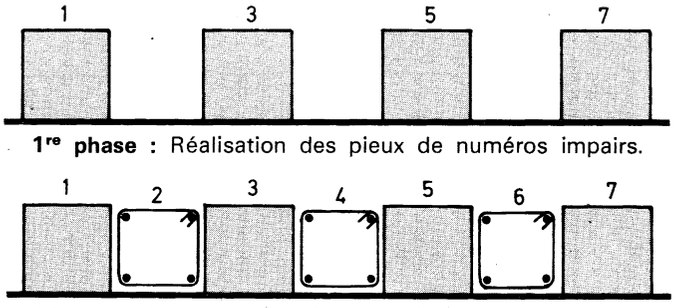


FIG. 60. – **Schémas de principe de la préfabrication des pieux.**

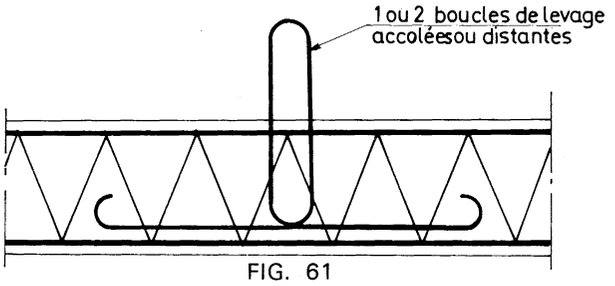


FIG. 61

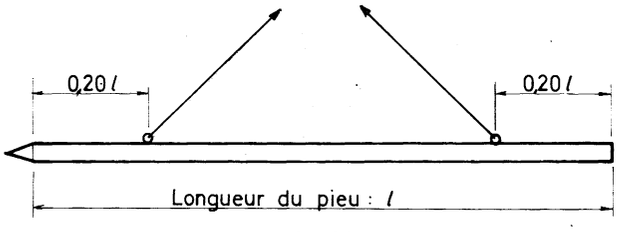


FIG. 62

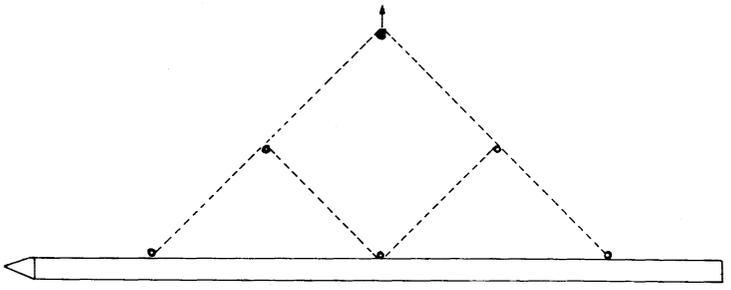


FIG. 63. – Pieu de grande longueur ($l > 15$ m).

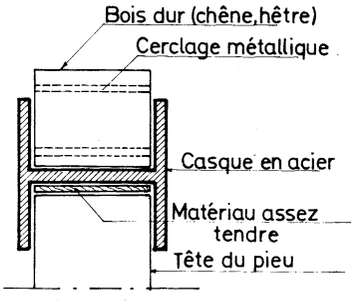


FIG.66

Casque de battage (schéma).

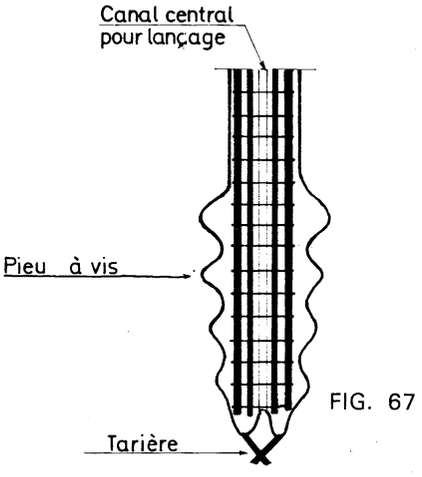


FIG. 67

Chute libre et compression
Le piston lourd tombe de son propre poids et actionne le levier de la pompe d'injection, ainsi le carburant est débité dans la coupelle sphérique de l'enclume.
Dès que le piston bouche les lumières d'échappement, il commence à comprimer l'air dans le cylindre: cette pression en s'augmentant applique l'enclume, avec le casque de battage situé en dessous, fortement sur le profil à enfoncer.

Coup+explosion
Le bout sphérique du piston en tombant dans l'enclume enfonce le pieu, dans le sol et pulvérise en même temps le carburant contenu dans la coupelle en le chassant dans la chambre annulaire, le carburant pulvérisé s'enflamme alors dans l'air fortement comprimé. Ainsi l'énergie d'explosion continue d'une part à appuyer sur le pieu par l'enclume — et d'autre part projette le piston vers le haut.

Echappement
Le piston en s'élevant libère les lumières d'échappement; les gaz d'échappement se détendent ce qui équilibre les pressions dans le cylindre.

Balayage
Le piston, en continuant sa montée, aspire l'air frais par les lumières d'échappement pour balayer et refroidir le cylindre. En même temps le levier de pompe revient dans sa position initiale, et le carburant du réservoir remplit la pompe volumétrique pour un nouveau cycle.

Fonctionnement
des moutons Diesel DELMAG à pulvérisation par choc

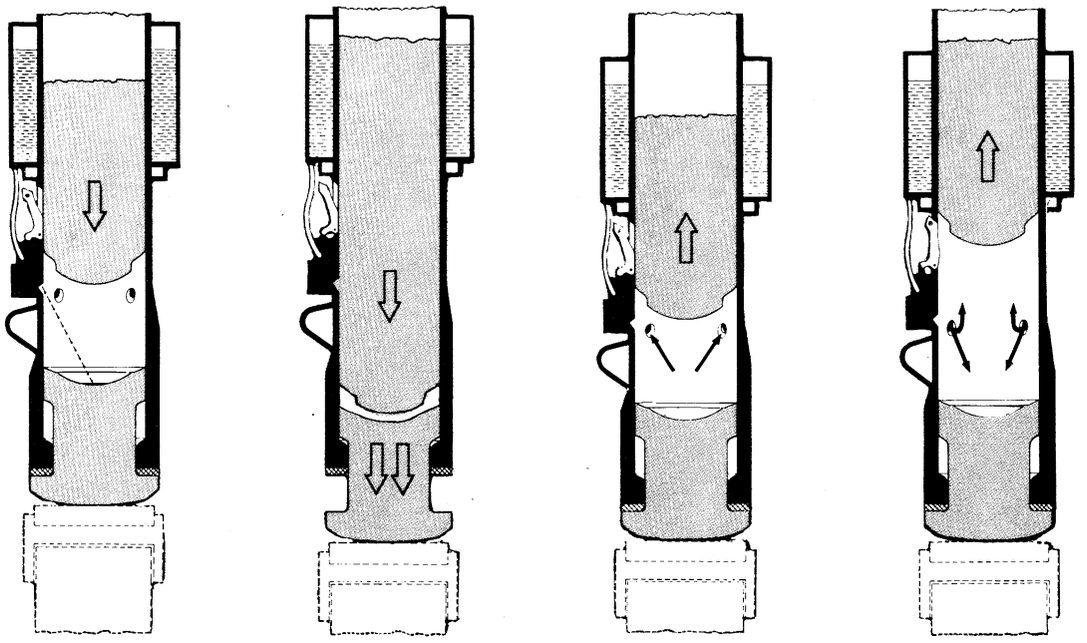
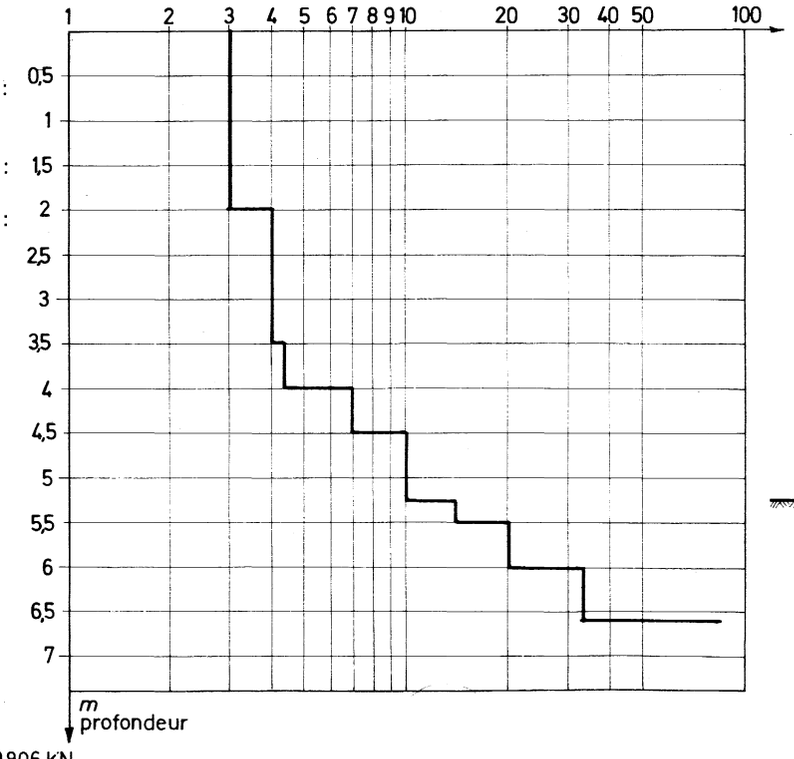


FIG. 64

(Document DELMAG.)

COURBE DE BATTAGE D'UN PIEU (Chantier : Les Primevères)
Cote du sol de battage : 63,70 N.G.F.
Nombre de coups de 1 m de chute pour un enfoncement de 0,10 m.

PIEU N° 17
Battu le .....
Force portante : 65 t (*)
Mouton : 2,5 t.
Masses frappées : 2,5 t.
Durée de battage : 1/2 h.
Longueur du pieu : 6,70 m.



* 1 tonne = 9,806 kN

FIG. 65

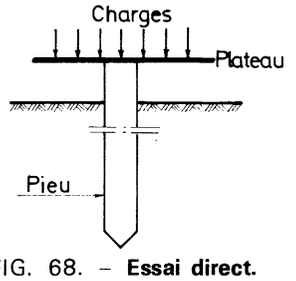


FIG. 68. – **Essai direct.**
Schéma de principe.

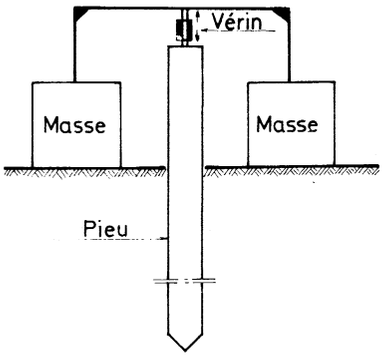


FIG. 69. – **Essai statique.**
Mise en charge par vérin.
(Schéma de principe.)

LES DIFFERENTES PHASES D'EXECUTION D'UN MUR MOULE DANS LE SOL

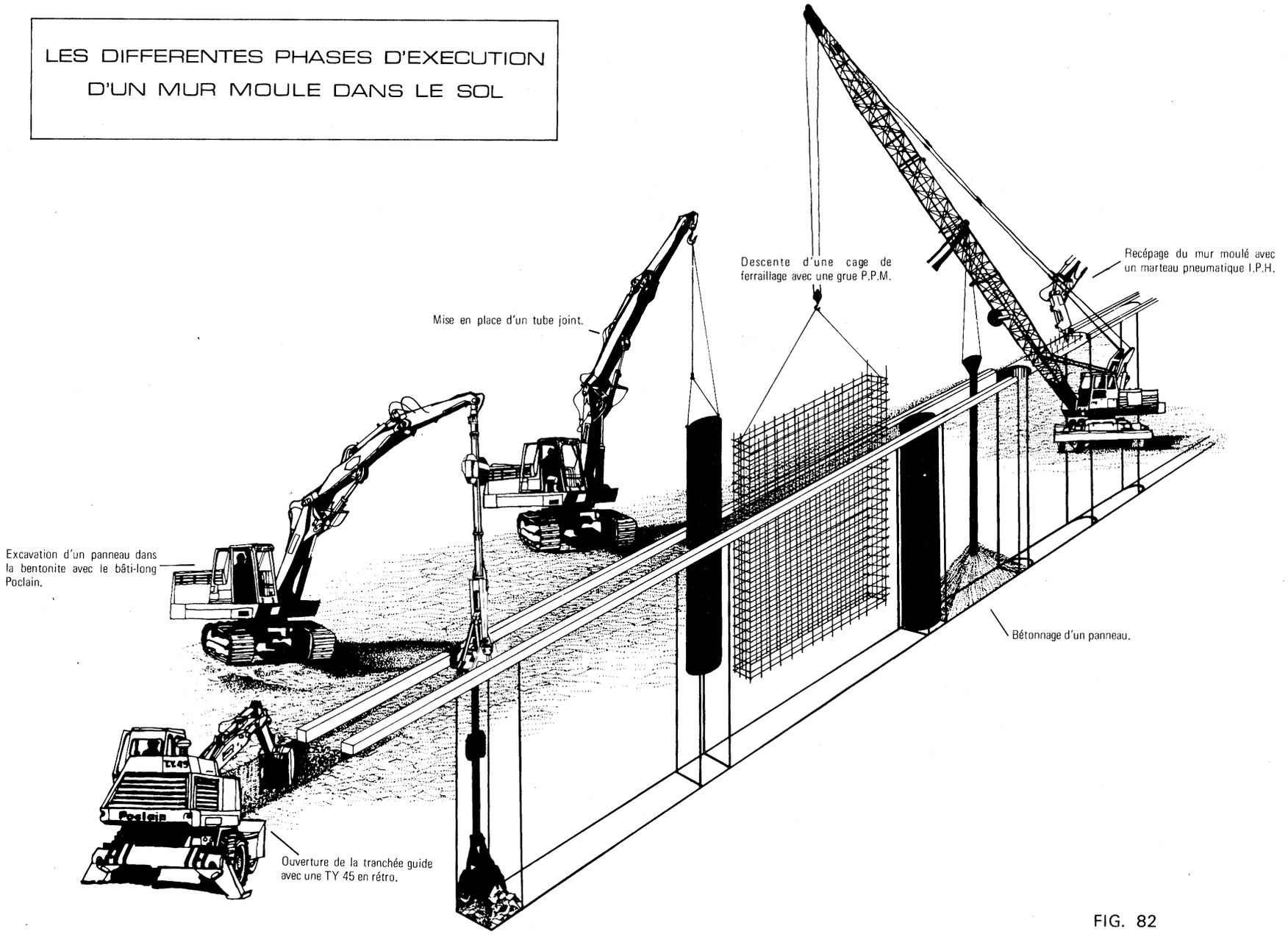


FIG. 82
(Document POCLAIN.)

— Sur le plan technique, la stabilité de la pointe est toujours équivoque (*fig.* 74 à 76) suivant :
- la nature du sol et l'inclinaison des couches (*fig.* 77);
- la qualité de la pointe du pieu, se forme et le mode d'ancrage (*fig.* 78 à 81).

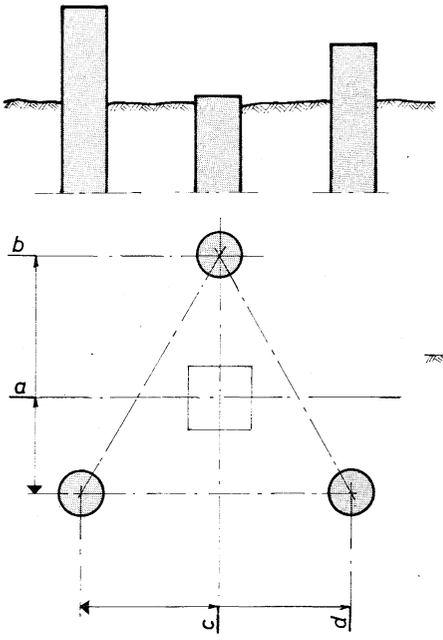
7 Paroi moulée dans le sol

Qu'appelle-t-on paroi moulée ?

Elle permet de résoudre les fondations profondes en milieu urbain lorsqu'il s'agit d'utiliser les sous-sols.
La technique opérationnelle est résumée sur le document « Différentes phases d'exécution d'un mur moulé dans le sol » (*fig.* 82).

FIG. 71

(II) Pieux après battage.

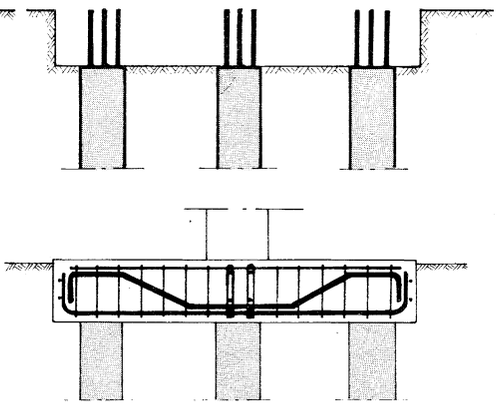


(I) Implantation.

FIG. 70

FIG. 72

(III) Pieux après recépage.



(IV) Armatures de la semelle de liaison des têtes de pieux.

FIG. 73

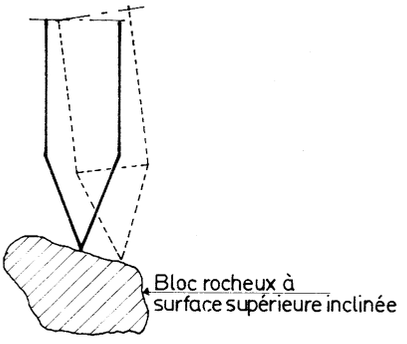


FIG. 74. – Déviation de la pointe sur un obstacle.

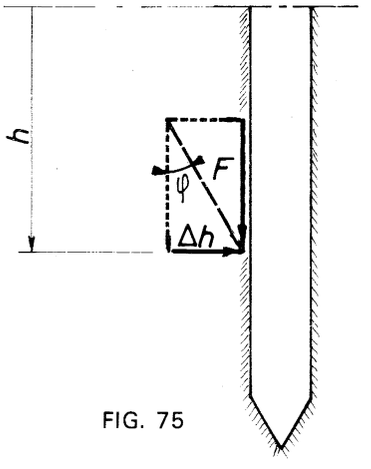


FIG. 75

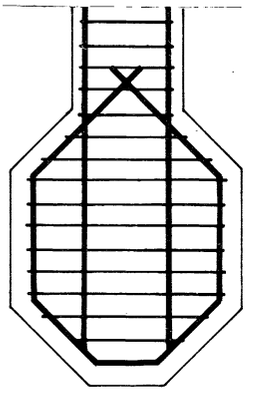


FIG. 78. – Bulbe de pieu préfabriqué.

FIG. 76

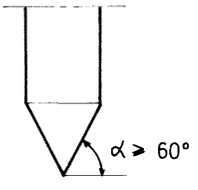
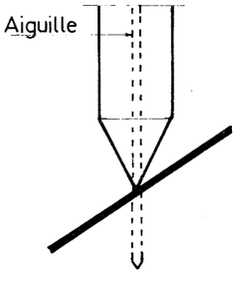


FIG. 77

Terrain d'assise incliné : risque de glissement.
Une aiguille en métal résistant est recommandée.



La pointe du pieu pénètre légèrement dans la roche.
Les contraintes de compression au niveau de la pointe sont très importantes.

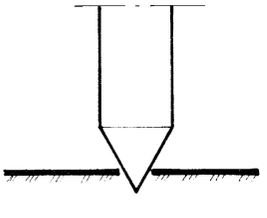


FIG. 79

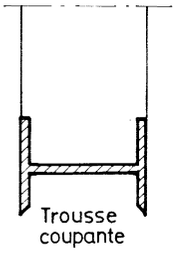


FIG. 80

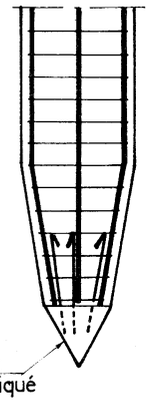
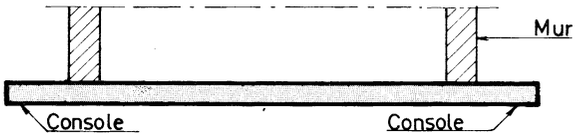
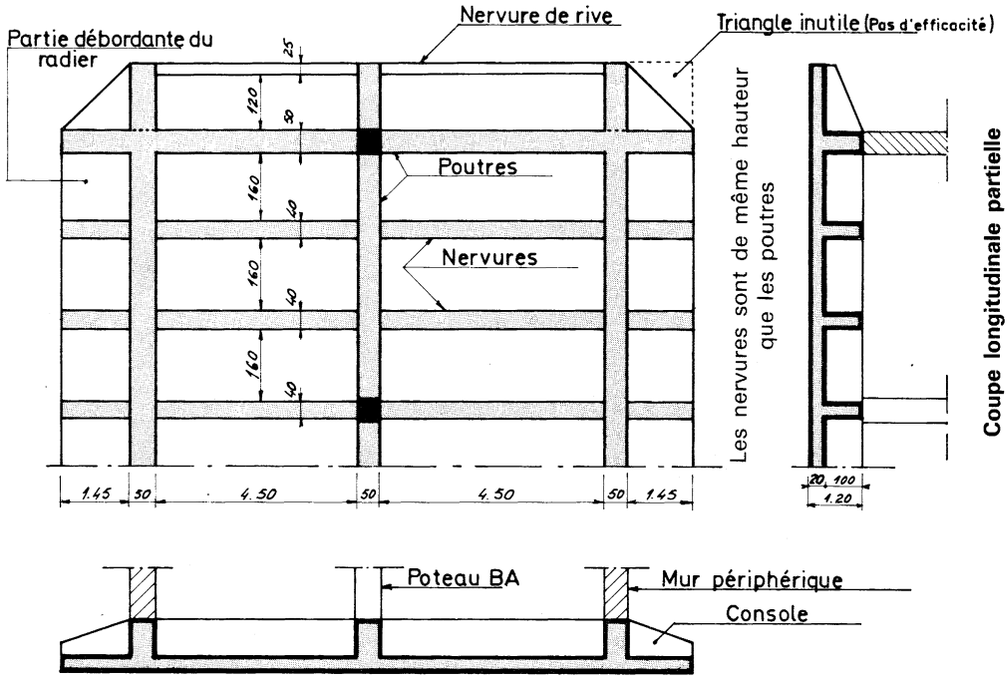


FIG. 81. – Liaison du sabot avec le béton du pieu.



RADIER PLAN ÉPAIS AVEC CONSOLES

FIG. 1

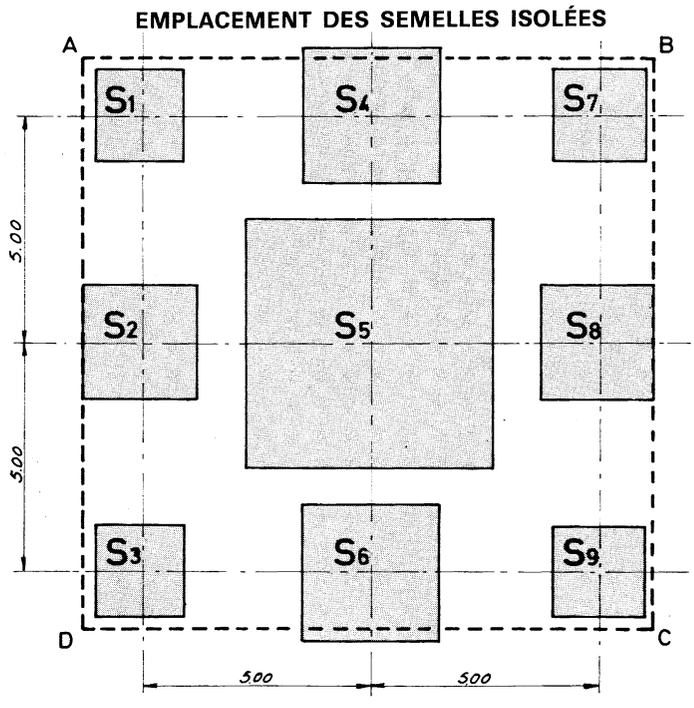


Coupe transversale

RADIER AVEC POUTRES ET NERVURES

FIG. 2

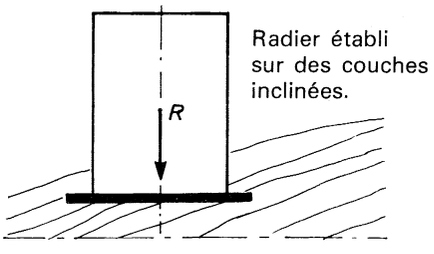
EMPLACEMENT DES SEMELLES ISOLÉES



Solution : Radier A, B, C, D réduisant la contrainte sur le sol et favorisant l'exécution.

FIG. 3

Immeuble tour



Radier établi sur des couches inclinées.

FIG. 4

10. RADIERS

1 Radier général

Qu'est-ce qu'un radier ?

Pourquoi établir un radier ?

1.1 Il est constitué par une semelle générale couvrant toute la surface au sol du bâtiment et parfois cette semelle déborde par consoles extérieures (*fig.* 1 et 2).

1.2 Le radier se trouve justifié (*fig.* 3), si les semelles continues ou isolées deviennent très larges en raison :

- de la faible capacité portante du sol;
- des charges élevées du bâtiment (immeuble) (*fig.* 4);
- du rapprochement des poteaux;
- de la profondeur à atteindre pour fonder sur un sol résistant;
- des difficultés d'établir des pieux (vibrations nuisibles) (*fig.* 5);
- de charges excentrées en rive de bâtiment (*fig.* 6 à 8).

1.3 Il est indiqué de fonder le bâtiment de type lourd sur une semelle unique constituant un radier général de répartition des charges (*fig.* 5 à 8).

2 Principes de construction

Quelles conditions et quels principes ?

La solution du radier est envisageable si :

- la nature du sol et la disposition des charges et surcharges ne sont pas propices à provoquer des **tassements incompatibles** (*fig.* 9);
- la **poussée d'Archimède** ne risque pas de faire remonter l'ensemble du bâtiment sous l'effet des nappes d'eau;
- le terrain sous le radier ne subit que des **contraintes de compression,** en tous points.
- si la **répartition uniforme** des contraintes sous le radier est possible (poteaux ou poutres également distantes et également chargées, de préférence).

FIG. 5
Immeuble bas : A, B, C, D
Immeuble plus élevé : D, E, F, G

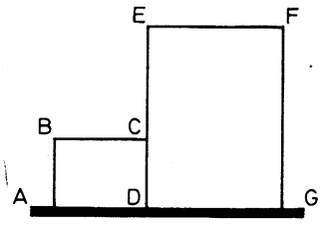


FIG. 6
Contraintes inégales imposées au sol et tassement

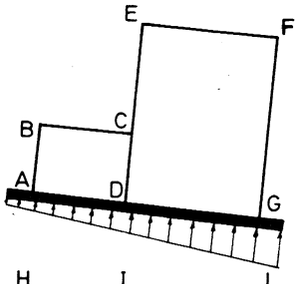
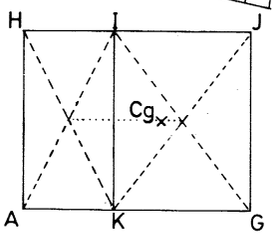


FIG. 7
Vue en plan des bâtiments



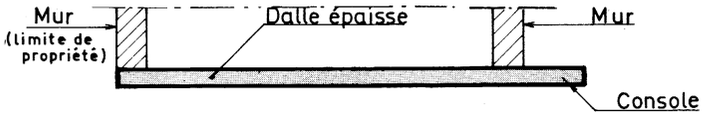
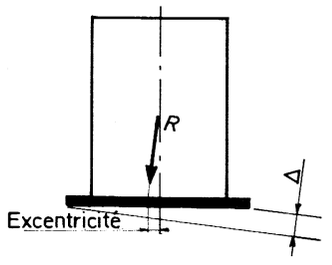


FIG. 8



Tassement différent sous le radier, dû au terrain de résistance inégale : déversement de la construction et excentricité de la résultante par rapport au centre de gravité de la semelle.

FIG. 9

3 Mode de fonctionnement du radier

Comment réagit le radier?

↓

Comment est-il sollicité?

3.1 Le radier reçoit les actions ascendantes du sol (*fig.* 10)

3.2 Hypothèse de la répartition uniforme

Elle exige une grande rigidité, donc de fortes sections avec armatures denses.

3.3 Différence fondamentale avec les planchers

- la dalle par sa masse propre s'oppose aux actions du sol et est portée **gratuitement;**
- les poutres intermédiaires de fortes sections (40 × 40, 40 × 100, etc.) ont une masse propre importante qui n'est pas prise en compte pour le calcul de l'armature.

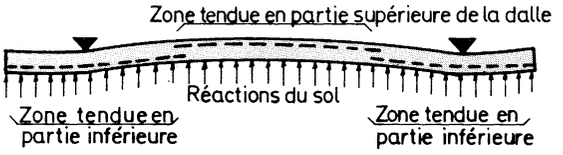


FIG. 10

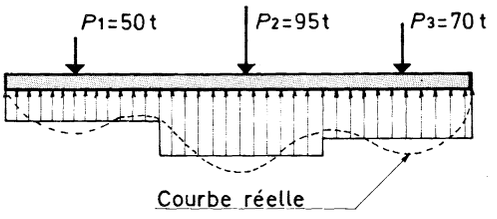
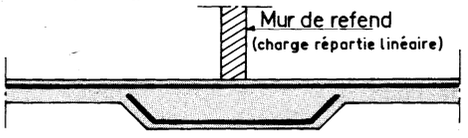


FIG. 11

Cas d'un mur



Radier renforcé au droit de la charge.

FIG. 12

Cas des poteaux

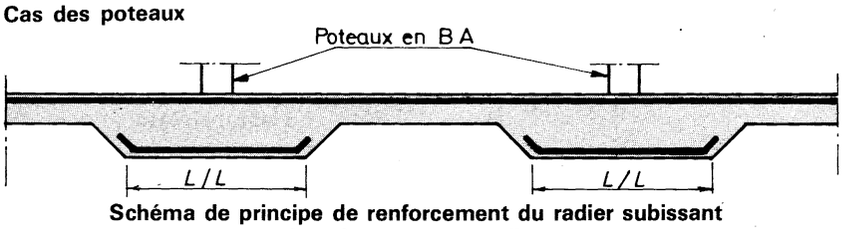
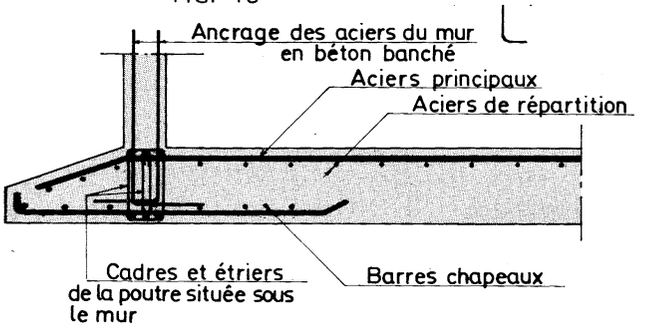


Schéma de principe de renforcement du radier subissant des charges ponctuelles.

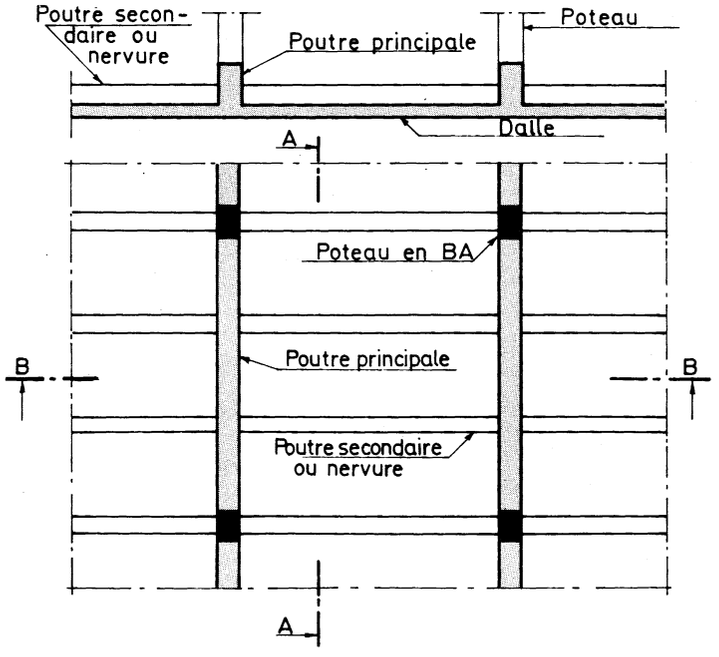
FIG. 13



Armature d'un radier plan épais.

FIG. 14

Coupe B-B



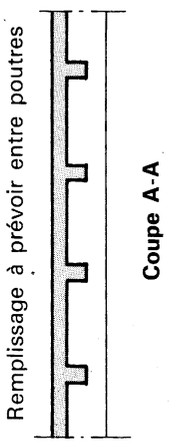


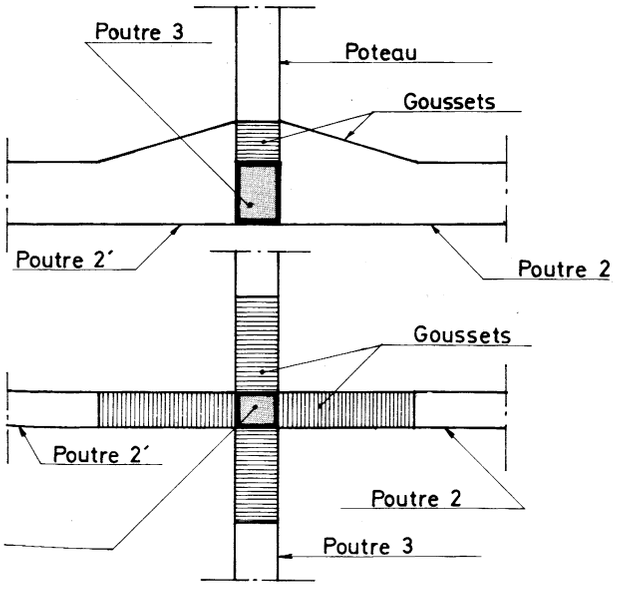
FIG. 15

3.4 Poteaux inégalement chargés

La pression sur le sol est variable et la répartition uniforme admise diffère d'un poteau à l'autre (*fig.* 11).

4 Étude comparative

Type de radier	Constitution	Schéma	Avantages	Inconvénients
Radier plan épais	**Béton de propreté :** dosage 200 kg CPAL/m³. **Dalle** d'épaisseur uniforme avec ou sans consoles : – épaisseur : e ⩽ 30 avec e ≈ 1/20 l; – largeur en fonction des charges et des contraintes admises sur le sol. **Béton :** 300 kg CPAL/m³. **Armature :** quadrillage serré. Les parties AB et EF travaillent en consoles. Nécessité de chapeaux sur appuis. La zone médiane de CD est tendue à la partie supérieure (*fig.* 10).	(Revoir *fig.* 1, 8 et 10.) (*Fig.* 12 à 14.)	Aucune difficulté de coffrage, seul le pourtour est à coffrer. Facilité de mise en œuvre des bétons. Rapidité d'exécution. Possibilité de renforcer les sections de béton au droit des appuis.	Ne convient qu'aux petites emprises de bâtiment (masse importante de béton). Surcharge sur le sol. Le sous-sol n'est pas protégé contre les inondations
Radier plan nervuré	Béton de propreté. Dalles ou hourdis, des nervures, des poutres transversales : – espacement des poutres transversales : 2,50 m à 3,50 m; – les nervures sont disposées de façon à former des carrés ou des rectangles peu allongés. La dalle est située : – soit en partie inférieure du radier; – soit en partie supérieure. Armatures : poutres croisées, nœuds, travail important de façonnage.	(Revoir *fig.* 2.) (*Fig.* 15 à 18.)	Solution rationnelle car la dalle renforce la poutre qui, de ce fait, est en forme de T renversé. Grande rigidité.	Dalle en partie inférieure : – fouille plus importante; – coffrage important; – nécessité de remplissage entre poutre et nervure; – risque de sous-pression plus important; – moments de continuité sur appuis souvent plus importants que ceux en travée.
			La dalle se trouve dans la zone tendue de la poutre dans sa partie médiane et ne participe pas à sa résistance.	Dalle en partie supérieure : – coffrage très compliqué; – main-d'œuvre onéreuse; – les armatures secondaires doivent reprendre les charges pour les reporter sur les zones comprimées. La dalle se trouve accrochée.

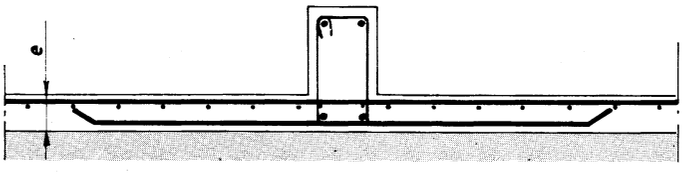


Vue de dessus

RACCORDEMENT DU POTEAU AUX POUTRES DU RADIER PAR DES GOUSSETS

FIG. 16

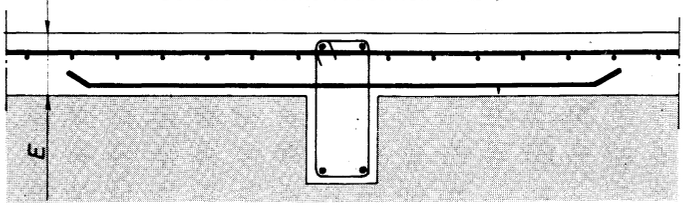
Solution rationnelle



DALLE A LA PARTIE INFÉRIEURE DU RADIER

FIG. 17

Solution moins rationnelle : $E > e$



DALLE A LA PARTIE SUPÉRIEURE DU RADIER

FIG. 18

Étude comparative (suite)

Type de radier	Constitution	Schéma	Avantages	Inconvénients
Radier voûté	Béton de propreté. Radier voûté mince (12 à 20 cm) de fibre moyenne circulaire ou parabolique. Tirants noyés à intervalles réguliers (tous les 4 m ≈). Poutres horizontales au droit des murs qui transmettent au tirant les poussées des voûtes. Poutres verticales sous files de poteaux.	(*Fig.* 19.)	La voûte ne subit pas de moment de flexion mais seulement un effort de compression. Solution économique.	Mise en forme du béton de la voûte. Coffrage des tirants. Remplissage.
Plancher champignon renversé	Dalle avec chapiteaux recevant les poteaux. Nécessité de répartir régulièrement les poteaux.	(*Fig.* 20.)	Solution élégante. Facilité d'exécution.	Les chapiteaux forment saillie sur la dalle.
Radier soumis aux sous-pressions : *figure* 21.				

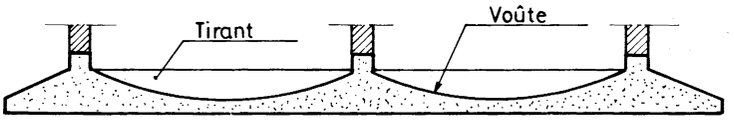


FIG. 19
Radier voûté.

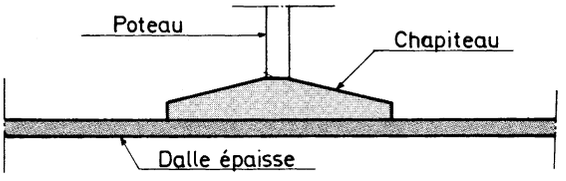


FIG. 20

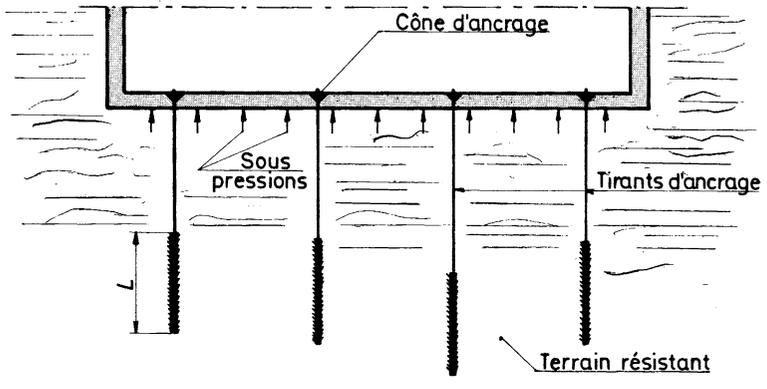


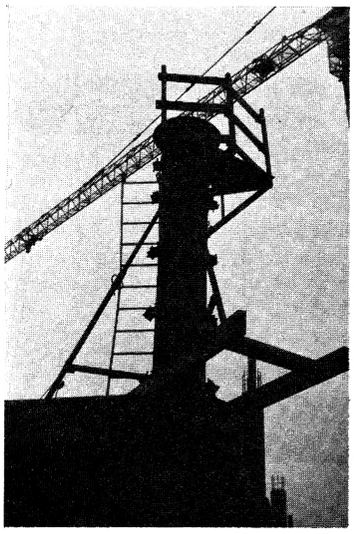
FIG. 21. – **Cuvelage étanche**
(Bâtiment avec sous-sol en terrain inondé.)
L : longueur de scellement des tirants dans la roche.
Problème posé : Cuvelage étanche soumis aux sous-pressions.
Solution : Tirants d'ancrage (câbles précontraints scellés) qui mobilisent la roche sous-jacente et empêchent toute remontée du radier.

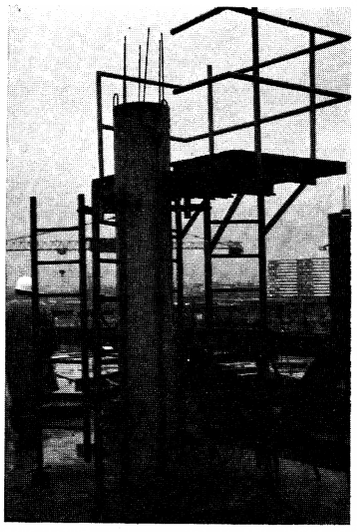
TRAVAUX DIRIGÉS

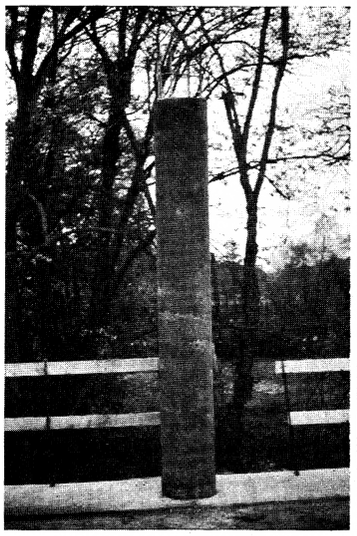
- Par groupes de 2 ou 4 élèves, réaliser le montage permettant de visualiser le mode de fonctionnement du radier simple.
- Travail identique pour chaque type de radier.

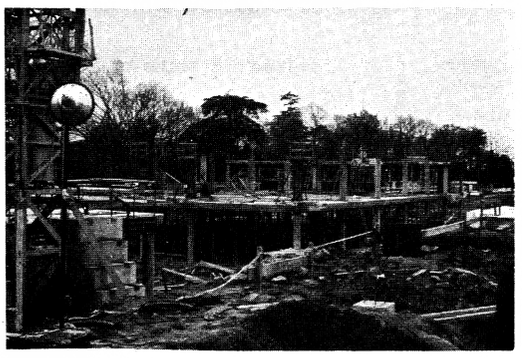
Remarque: Ces essais de fonctionnement devraient permettre de justifier les solutions constructives pratiquement adoptées.

11. POTEAUX EN B.A.









(Photos des auteurs.)

(Document BATIMETAL, Lille.)

FIG. 1

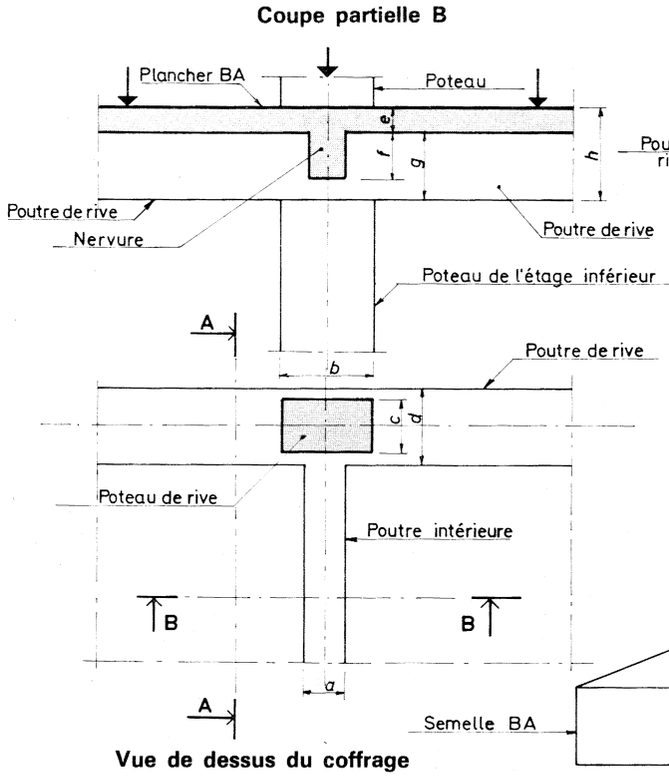


FIG. 2

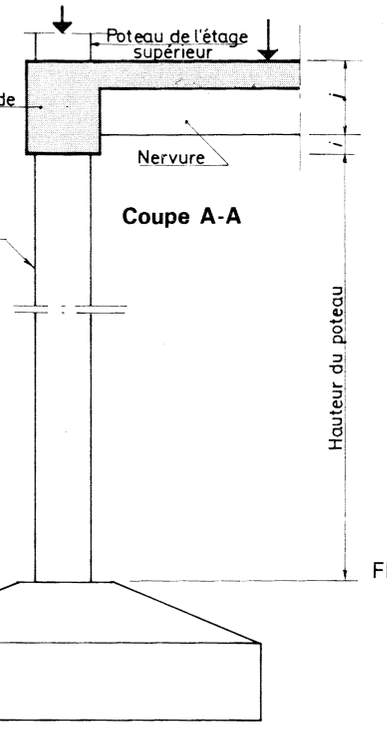
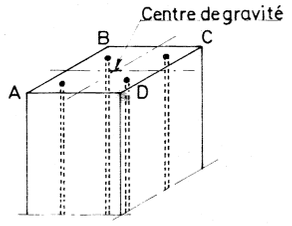


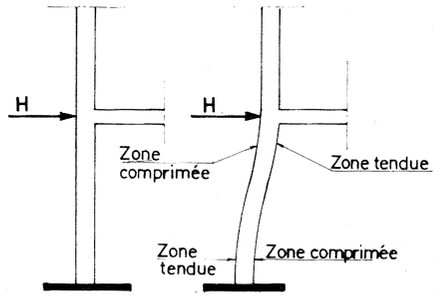
FIG. 3

POTEAU DE RIVE AVEC POUTRES ET NERVURE



Poteau en B.A. soumis à une compression uniforme N'. La section du béton et la section des aciers ont même centre de gravité.

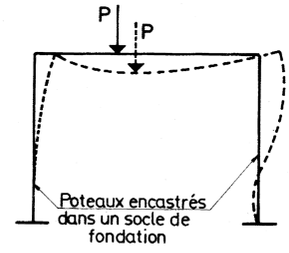
FIG. 4



Déviation d'un poteau de rive soumis à un effort horizontal H.

FIG. 5

Coupe verticale schématique

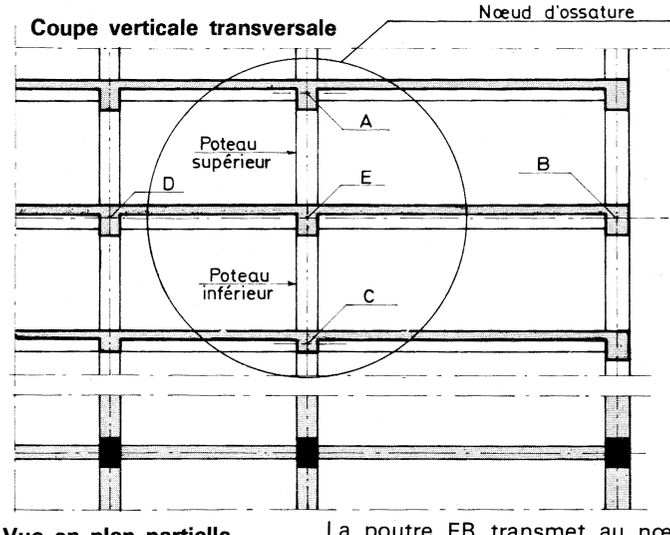


On conçoit facilement des moments de flexion à chaque extrémité des poteaux.

Déformation d'un portique simple en B.A. chargé dissymétriquement.

FIG. 6

Coupe verticale transversale



Vue en plan partielle

FIG. 7

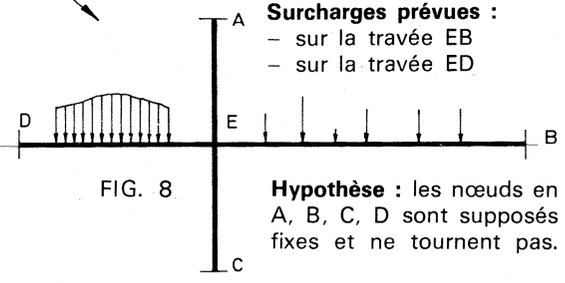


FIG. 8

Hypothèse : les nœuds en A, B, C, D sont supposés fixes et ne tournent pas.

Le nœud E tourne dans le sens des aiguilles d'une montre.

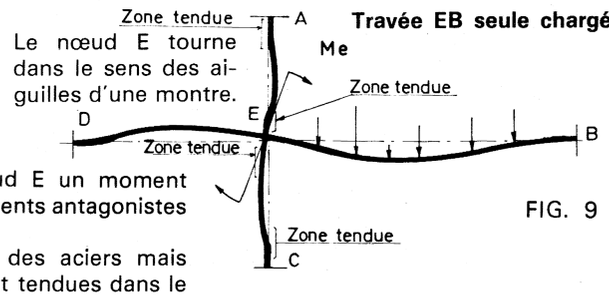


FIG. 9

La poutre EB transmet au nœud E un moment M_e qui sera équilibré par les moments antagonistes de chaque barre.

Les zones tendues nécessitent des aciers mais les zones comprimées deviennent tendues dans le cas de chargement de la travée ED.

POTEAUX EN B. A.

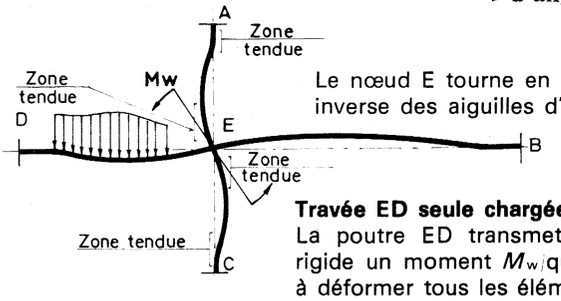
1 Leurs rôles

- Constituer les éléments porteurs du système planchers-poutres par points d'appuis isolés(*fig.* 1 à 3).
- Supporter les charges verticales (effort de compression dans le poteau) (*fig.* 4).
- Participer à la stabilité transversale par le système poteaux-poutres pour combattre les efforts horizontaux (*fig.* 5 et 6) :
  - effet du vent : 80 à 100 daN/m²;
  - effet de la dissymétrie des charges;
  - effet des changements de température.
- Servir de chaînages verticaux.
- Limiter l'encombrement (surfaces réduites des sections de poteaux).

2 Nature des efforts

- Compression (effet des charges verticales centrées) (*fig.* 7 à 16).
- Flexion (effet des charges verticales et horizontales); le poteau travaille comme une poutre verticale.
- Les sollicitations sont dépendantes de la position du poteau qui est dit : (*fig.* 17 et 21 et voir *fig.* 2)
  - intérieur
  - de rive
  - d'angle.

FIG. 10



Le nœud E tourne en sens inverse des aiguilles d'une montre.

Travée ED seule chargée

La poutre ED transmet au nœud E rigide un moment M_w qui a tendance à déformer tous les éléments (poutres et poteaux) solidaires du nœud E qui vont réagir proportionnellement à leur raideur.

Conclusion pratique : aciers dans les zones tendues.

$$|\widehat{M_e}| = |\widehat{M_{EA}}| + |\widehat{M_{EB}}| + |\widehat{M_{EC}}| + |\widehat{M_{ED}}|$$

FIG. 11

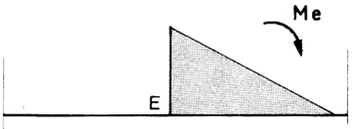
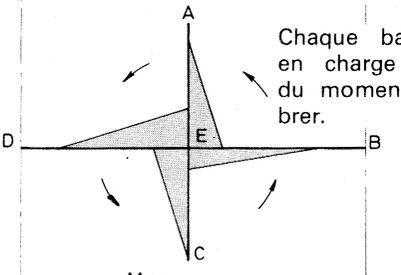


FIG. 12



Chaque barre prend en charge une part du moment à équilibrer.

FIG. 13

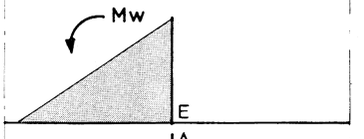


FIG. 14

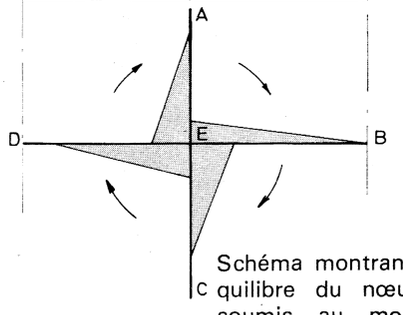
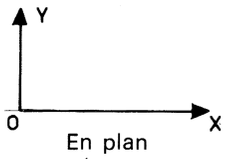


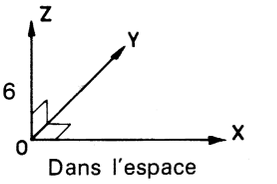
Schéma montrant l'équilibre du nœud E soumis au moment M_w.

FIG. 15



En plan

FIG. 16



Dans l'espace

Nota : Les déformations envisagées dans le plan vertical *XOZ* peuvent avoir lieu dans l'autre plan vertical *YOZ,* avec les conséquences relatives à la stabilité à prévoir également.

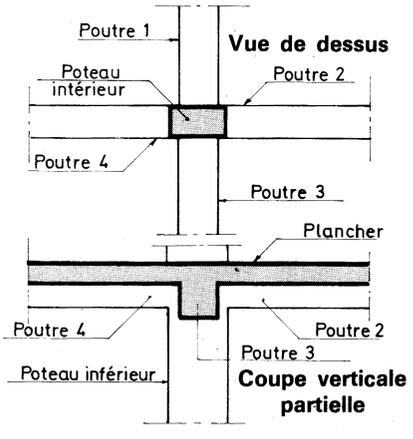


FIG. 17. – **POTEAU INTÉRIEUR.**

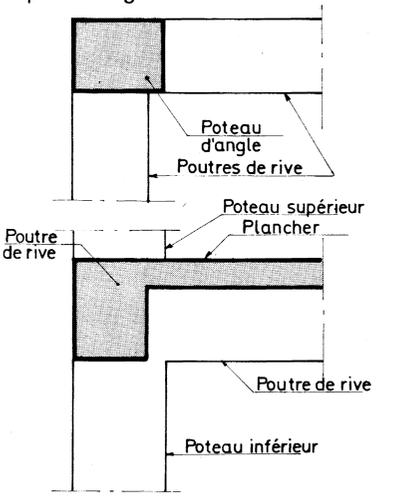


FIG. 18. – **POTEAU D'ANGLE.**

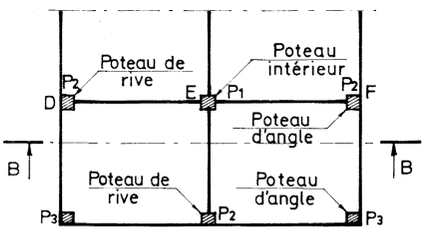


FIG. 19. – **Vue en plan schématique.**

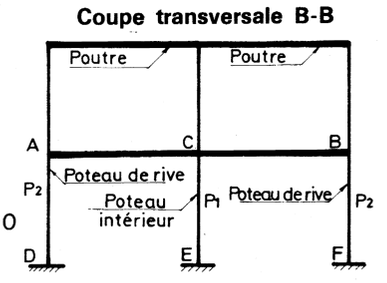


FIG. 20

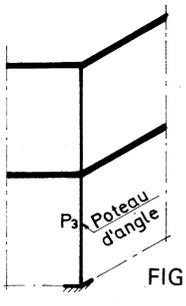
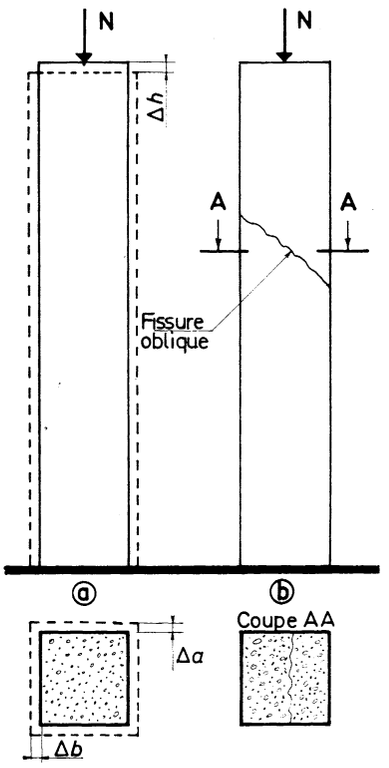


FIG. 21



(a) Déformation longitudinale et transversale sous l'effet de *N* (compression élastique).
(b) Glissement par rupture (compression plastique).

FIG. 22

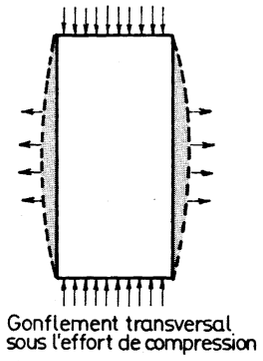
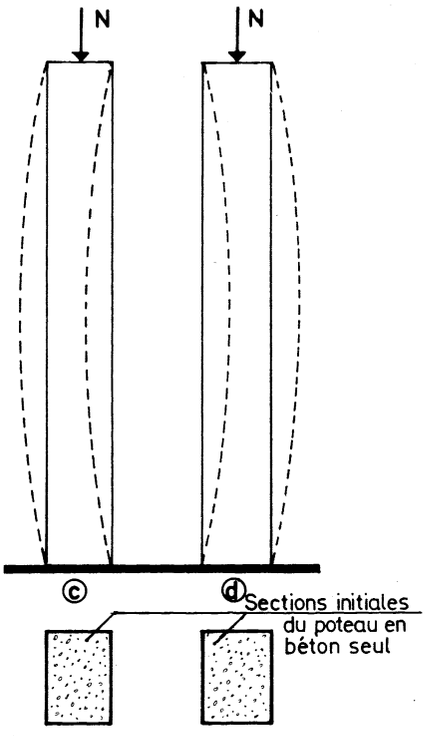


FIG. 23



(c) Influence des dimensions (section du poteau et hauteur) et de la charge. Le poteau s'incurve. Sa concavité est tournée vers la droite, le poteau est à la fois comprimé et fléchi.
(d) Influence des dimensions et de la charge : la concavité du poteau est tournée vers la gauche.

FIG. 24

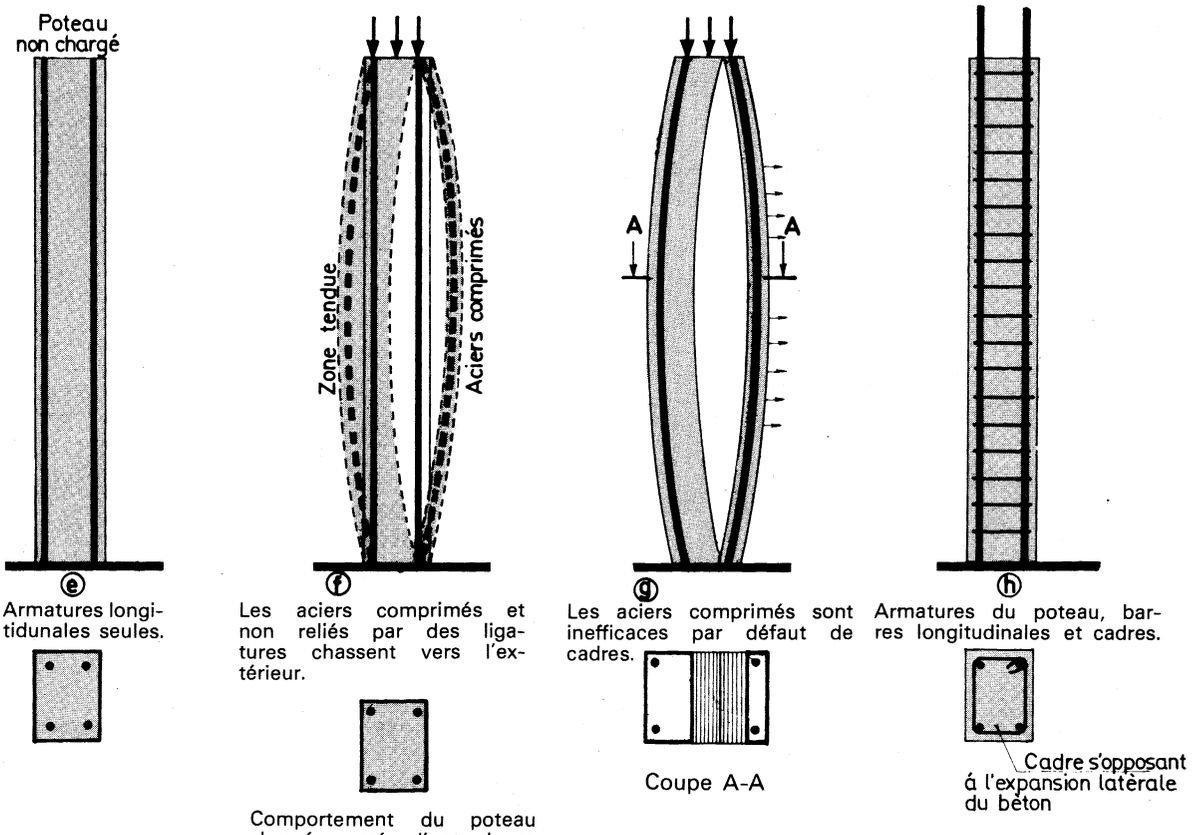
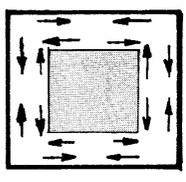


FIG. 25

3 Organisation des poteaux

L'organisation interne des poteaux en B.A. dépend de leur mode de fonctionnement sous l'effet des sollicitations.

Sollicitations	Causes	Déformations	Explication	Solution
Compression élastique.	Charges verticales.	Diminution de longueur Gonflement transversal. (*Fig.* 22**a** et 23.)	Le raccourcissement $\Delta'l$ est proportionnel à la force appliquée F′ et à la hauteur du poteau H et inversement proportionnel à sa section S et à son module d'élasticité E : $\Delta'l = \frac{F' \times H}{S \times E}$ (Loi de Hooke.)	Section suffisante. Matériaux de qualité (acier et béton). Béton compact obtenu par vibration interne et dosage approprié.
Compression plastique.	Charges verticales introduisant des contraintes trop élevées pour le matériau.	Glissement par rupture : fissuration oblique. (*Fig.* 22**b**.)	Efforts trop importants ou section insuffisante ou dosage trop faible.	Calcul d'une section conforme : – de béton – d'acier en fonction des contraintes admissibles des matériaux.
Flexion éventuelle. (*Fig.* 24**c** et **d**.)	Poteau élancé. Section faible. Poussée horizontale. Flambement. Mode de chargement. Situation du poteau dans la construction.	Courbure due à la compression sur une face et à la traction sur l'autre. (*Fig.* 25**e** à **h**.)	Le poteau se comporte comme une poutre. Le béton est à la fois comprimé et tendu dans une même section.	Disposition des aciers longitudinaux sur chacune des faces, reliés par des cadres et étriers ; section suffisante béton-acier.
Retrait.	Dosage en eau important E/C > 0,50 E : masse de l'eau. C : masse du ciment. Écarts de température. Cristallisation.	Traction interne du béton. Mise en compression des aciers. (*Fig.* 26 et 27.)	Si le béton diminue de volume, du fait de l'adhérence béton-acier, l'acier freine cette diminution et supporte un effort accentué de compression.	Dosage en liant et en eau respecté. Acier à haute adhérence requis. Ligature du béton par des cadres.
Fluage (modification avec le temps).	Affaiblissement des caractéristiques mécaniques.	Même effet que le retrait.	Propriétés intrinsèques des matériaux constitutifs.	Joints éventuels.



Retrait différentiel du béton.
Le béton, sur le contour extérieur, a déjà subi un retrait, alors que la zone centrale de la section n'a pas amorcé le sien. Il s'ensuit des contraintes internes de traction.

FIG. 26

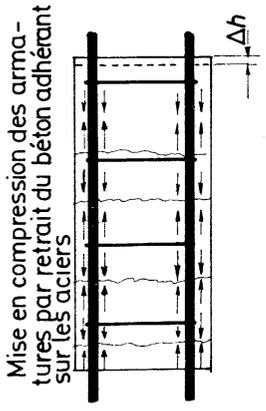


FIG. 27

La poutre CB est chargée.
Les poteaux de rive et le poteau intérieur subissent des déformations.

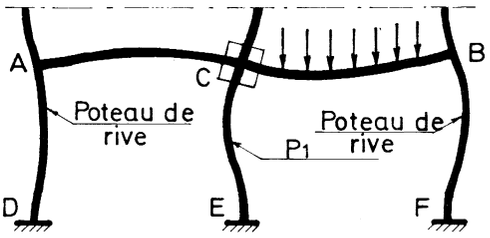


FIG. 28

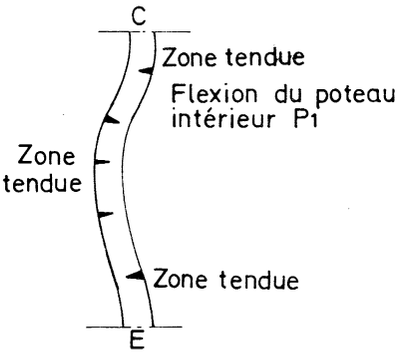
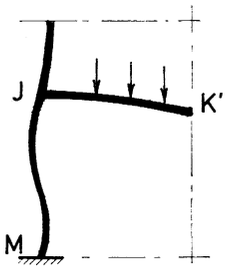


FIG. 29

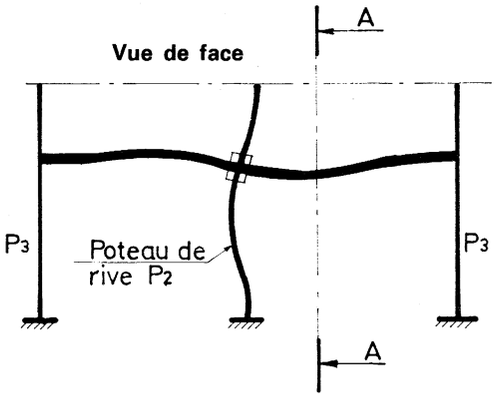
Coupe verticale A-A



La poutre JK' relie les poteaux P_2 P_1.
Déformation de P_2 dans le plan *YOZ.*

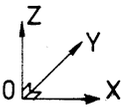
FIG. 30

Vue de face



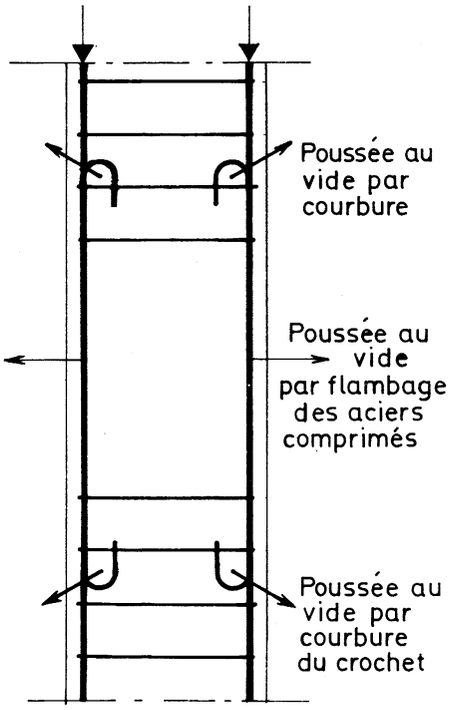
Poteau de rive P_2 dans l'hypothèse où les poteaux P_3 restent rigides.
Déformation de P_2 dans le plan vertical *XOZ.*

FIG. 31



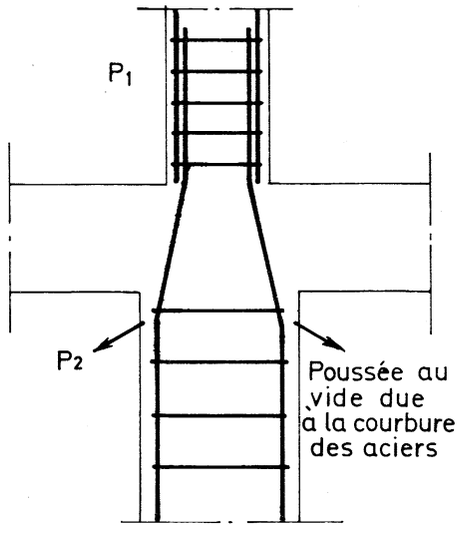
Légende : Poteau encastré dans un massif de fondation.

FIG. 32



Dans un poteau soumis à la compression simple, les crochets sont proscrits.

FIG. 33



Disposition des aciers à proscrire

FIG. 34

4 Conception de l'armature

4.1 Résultats d'essais

Un élément **court** non armé se rompt par écrasement.

Un élément **long** non armé se rompt par flambage si le rapport de la hauteur du poteau à sa plus petite dimension transversale est élevé.

Les mêmes éléments, supportant les mêmes charges, mais avec une **armature** bien disposée, sont stables.

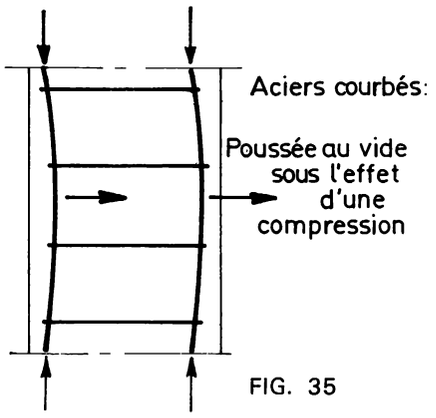


FIG. 35

4.2 Constitution de l'armature

4.21 - Aciers longitudinaux :

- Ils favorisent l'équilibre sous l'effet de la flexion (*fig.* 28 à 32 et voir *fig.* 19).
- Ils participent à l'effort de compression avec le béton.
- Ils résistent, avec le béton, au phénomène de flambement.

4.211 - Les crochets sont interdits car ils entraînent une poussée au vide (*fig.* 33 à 36).

4.212 - Les jonctions des poteaux sont assurées :

- **en bas,** par ancrage dans la semelle, la longrine, ou un poteau inférieur;
- **en haut,** par ancrage dans les poutres ou les planchers.

Ces liaisons permettent aussi de déterminer la longueur de flambement suivant que le poteau est encastré ou non à une ou à ses deux extrémités (*fig.* 37 et 38).

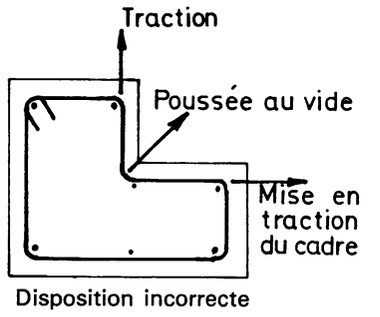


FIG. 36

Disposition incorrecte

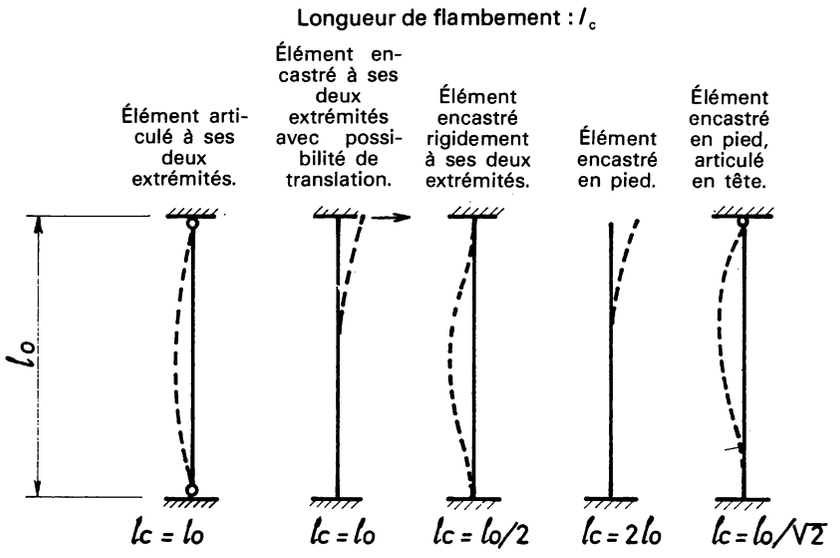


FIG. 37

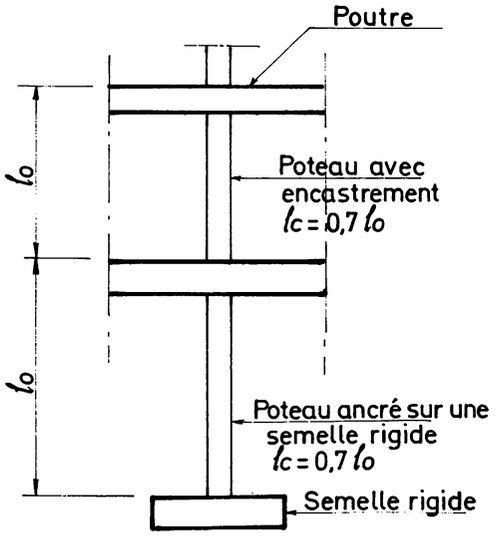
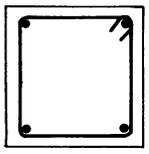


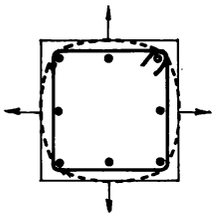
FIG. 38

ARMATURE DES SECTIONS DE POTEAUX



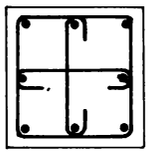
Barres longitudinales + cadres

FIG. 39



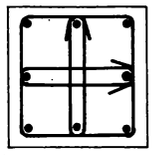
Déformations possibles

FIG. 40



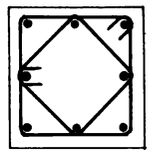
Avec cadres et épingles

FIG. 41



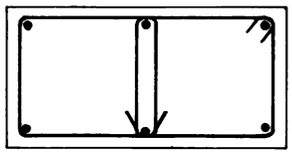
Avec cadres et étriers

FIG. 42



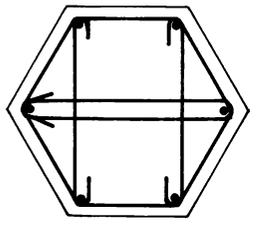
Avec double cadre

FIG. 43



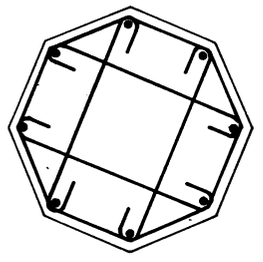
Section rectangulaire de section allongée

FIG. 44



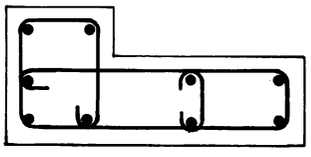
Section hexagonale

FIG. 45



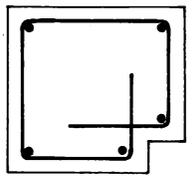
Section octogonale

FIG. 46



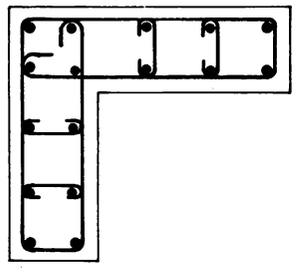
Section rectangulaire allongée avec retour

FIG. 47



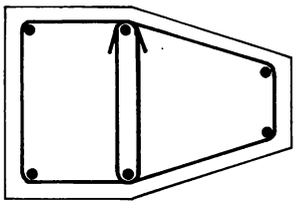
Section avec feuillure

FIG. 48



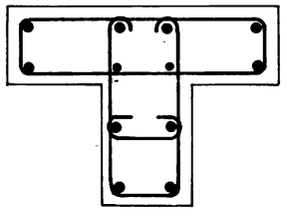
Section en L

FIG. 49



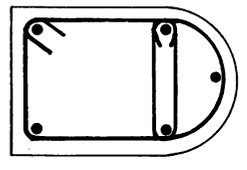
Section avec une partie en forme de trapèze

FIG. 50



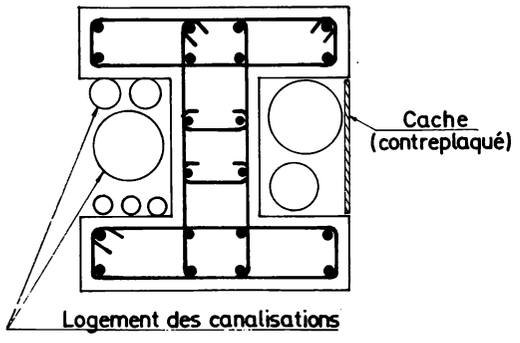
Section en T, surtout adaptée en rive

FIG. 51



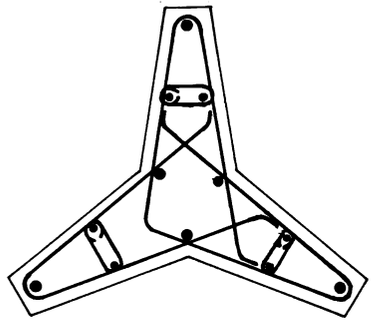
Section semi-circulaire

FIG. 52



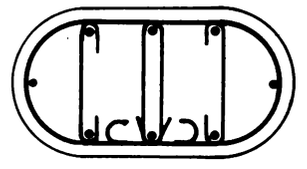
Section en double T

FIG. 53



Section en étoile

FIG. 54



Section formée par un rectangle et deux demi-cercles

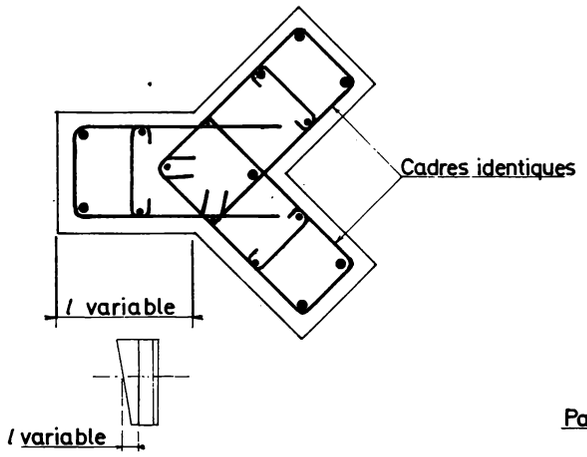
FIG. 55

4.22 - Aciers transversaux.

- Ils sont constitués par des :
  - **cadres**
  - **étriers**
  - **épingles**
  - **frettes**
  - **nappes**
  - **cerces**

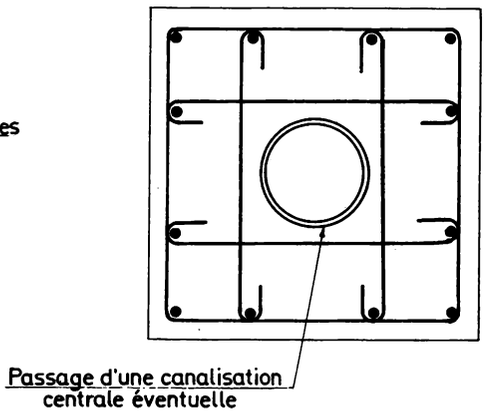
  (*fig.* 39 à 62)

- Ils s'opposent à l'expansion latérale du béton.
- Ils relient les barres longitudinales entre elles.
- Ils augmentent la résistance du poteau :
  - à la compression;
  - au flambement.
- Ils permettent :
  - la position adéquate de l'armature longitudinale;
  - le respect de l'enrobage réglementaire.



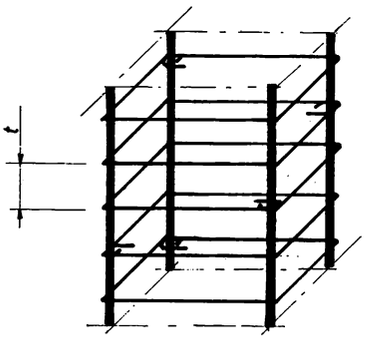
Section en γ avec largeur variable sur une face

FIG. 56



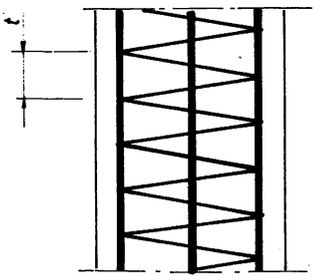
Section pour un poteau de type lourd

FIG. 57



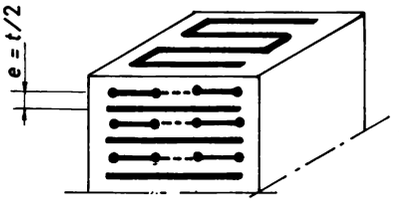
Frettage pour cadres serrés

FIG. 58



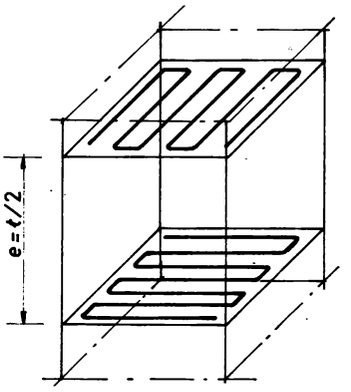
Système Caquot (hélices circulaires)

FIG. 59



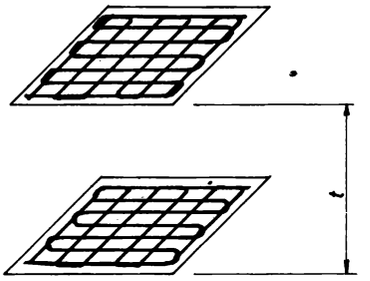
Système Freyssinet (cadres frettés)

FIG. 60



Nappes simples

FIG. 61



Nappes à fils croisés

FIG. 62

4.23 - Exemple de disposition d'armatures d'un poteau relié à une semelle (*fig.* 63 à 68).

4.3 Règles pratiques

Les dispositions constructives sont mentionnées sur les *figures* 69 à 77.

La distance maximale de 2 aciers longitudinaux ne doit pas excéder la largeur d'une petite face (*fig.* 78 à 80).

Le diamètre nominal des cadres est au moins égal :

- à 0,3 fois le diamètre des barres longitudinales;
- à 5 mm de diamètre.

L'écartement des cadres est au plus égal à 15 fois le diamètre des barres longitudinales.

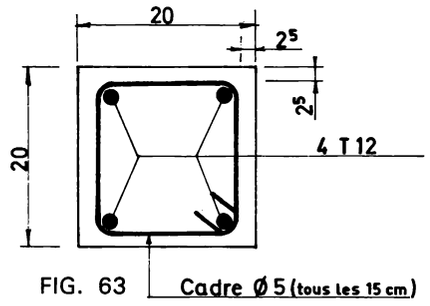


FIG. 63

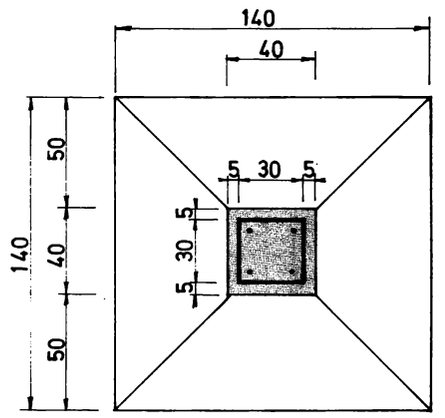


FIG. 64

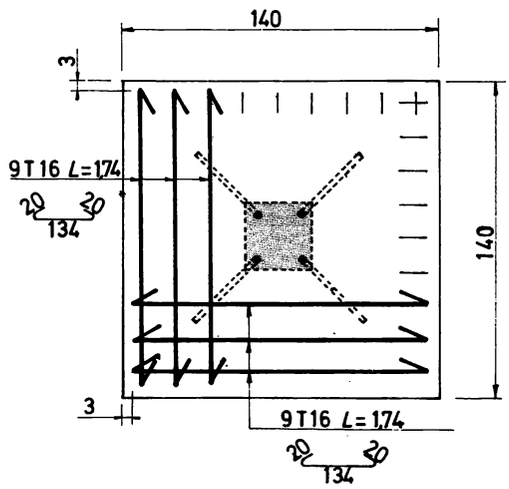
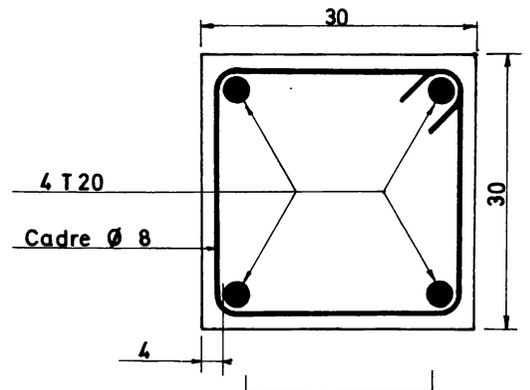


FIG. 65



Section A

FIG. 67

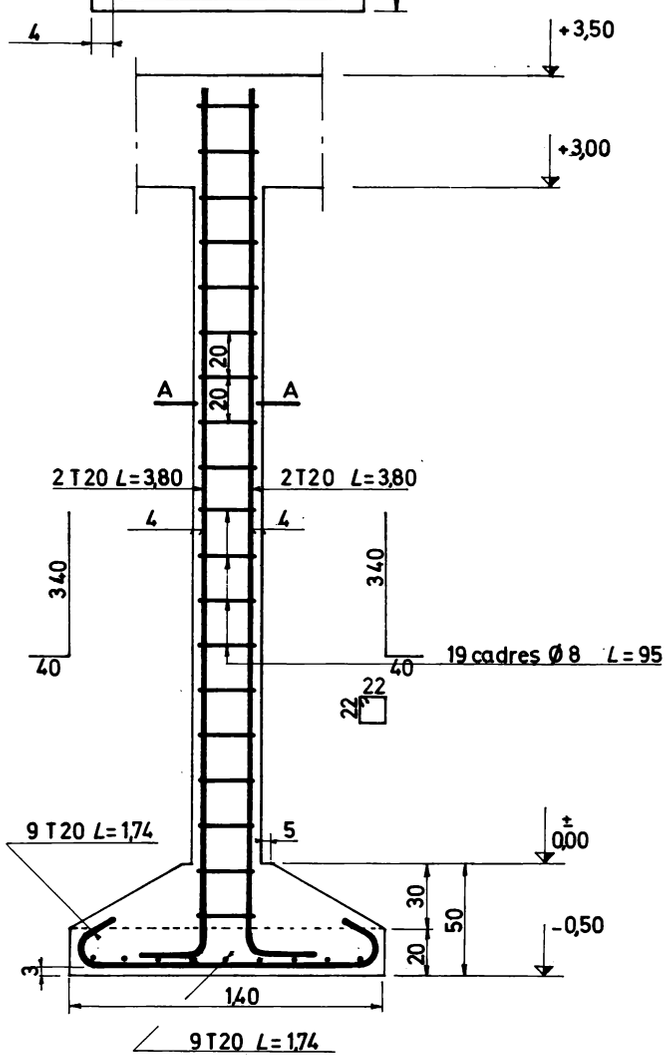
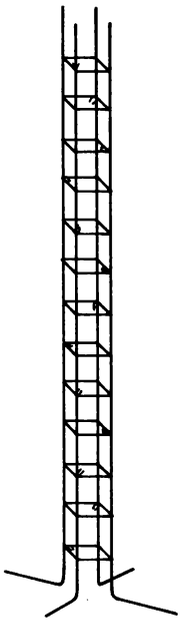


FIG. 66

POTEAUX SUPERPOSÉS



Armature d'un poteau ancré dans une semelle isolée

FIG. 68

Les aciers verticaux sont dans le même alignement vertical.

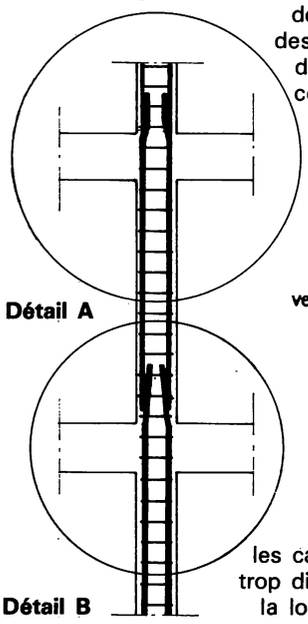


FIG. 69

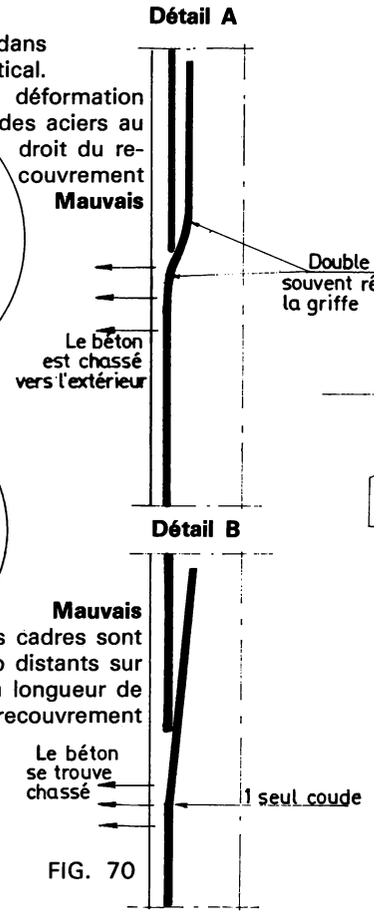


FIG. 70

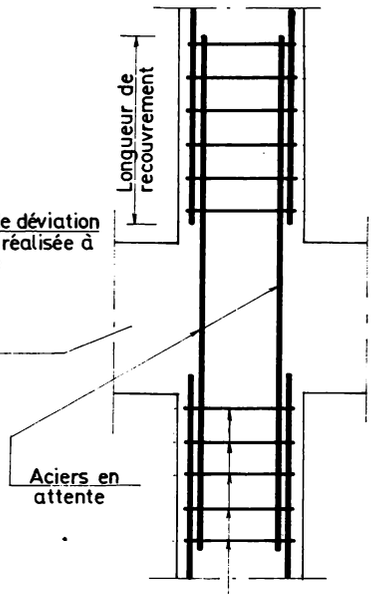


FIG. 71

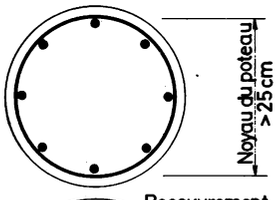
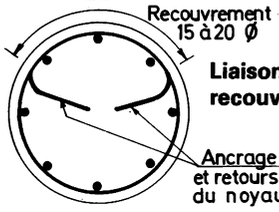
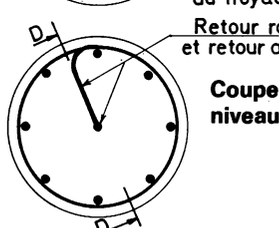


FIG. 72



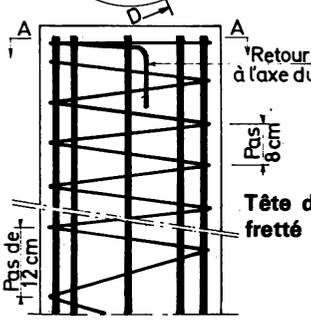
Liaison par recouvrement

FIG. 73



Coupe au niveau de A

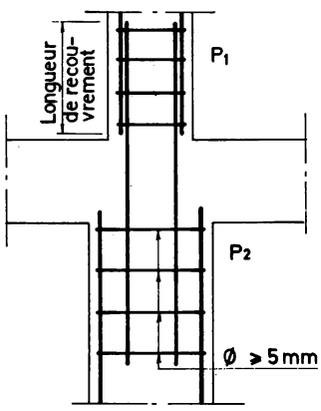
FIG. 74



Tête de poteau fretté

FIG. 75

Coupe diamétrale D-D



La section du Poteau P_1 est plus réduite que celle de P_2

FIG. 76

Disposition conforme des aciers.

La longueur de recouvrement est au moins égale à 0,6 fois la longueur de scellement droit ; en pratique, on prend au moins : 30 ∅ pour les ronds lisses, 24 ∅ pour les aciers HA.

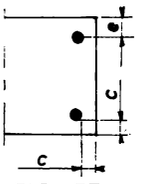
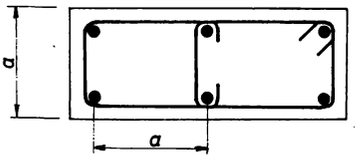


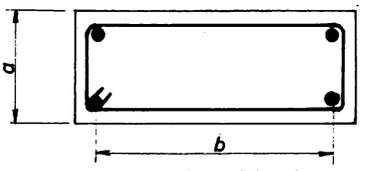
FIG. 77

c est l'épaisseur d'enrobage sur les barres longitudinales ; *e* est la distance de l'axe de la barre à la paroi la plus voisine ; $e \geqslant 1{,}5\ \varnothing$, ∅ étant le diamètre de la barre.



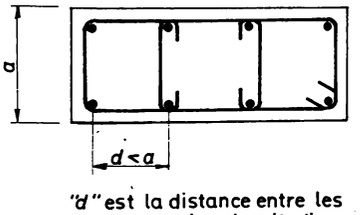
Disposition conforme

FIG. 78



$b > a$ Disposition incorrecte

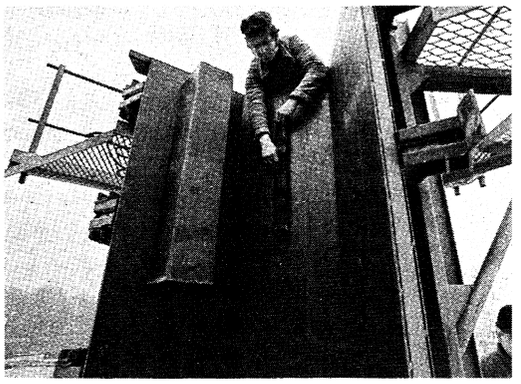
FIG. 79

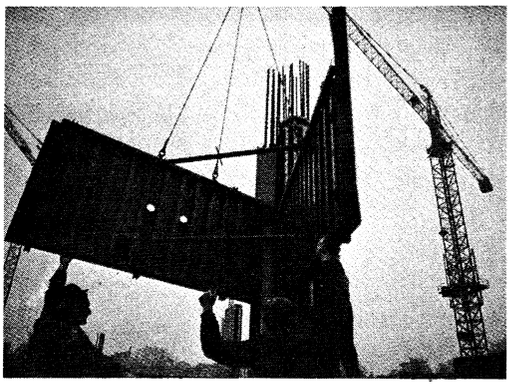


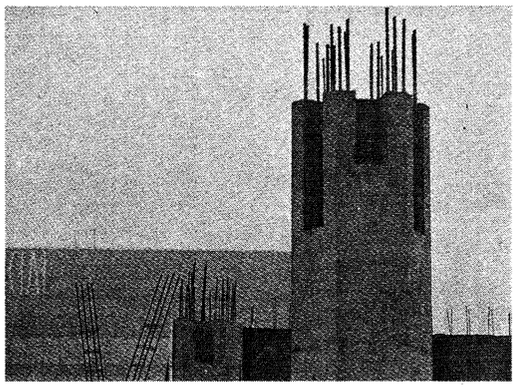
"*d*" est la distance entre les axes des aciers longitudinaux

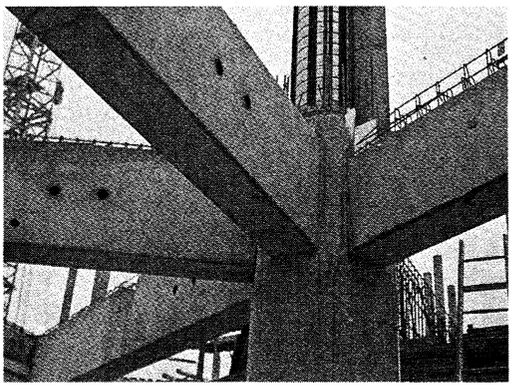
Disposition recommandée

FIG. 80

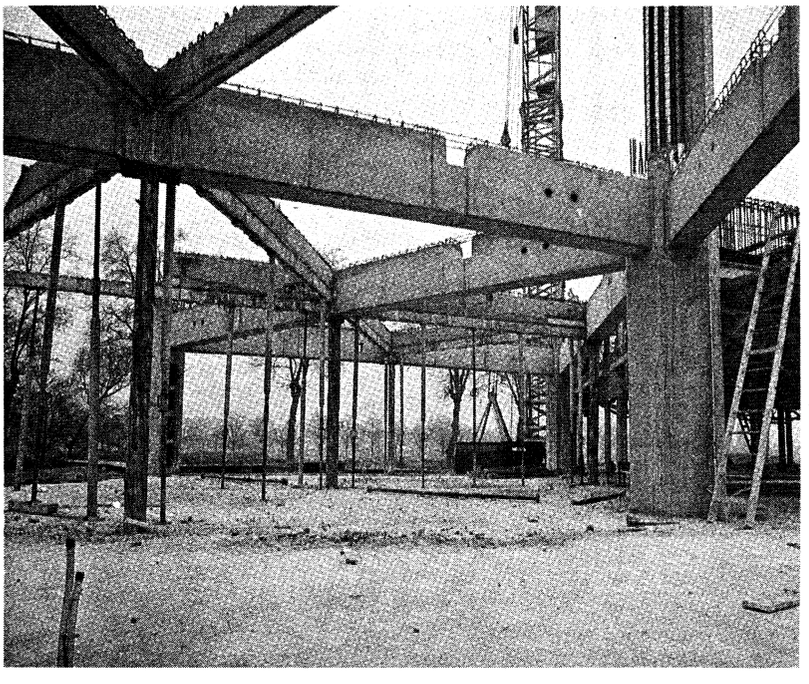


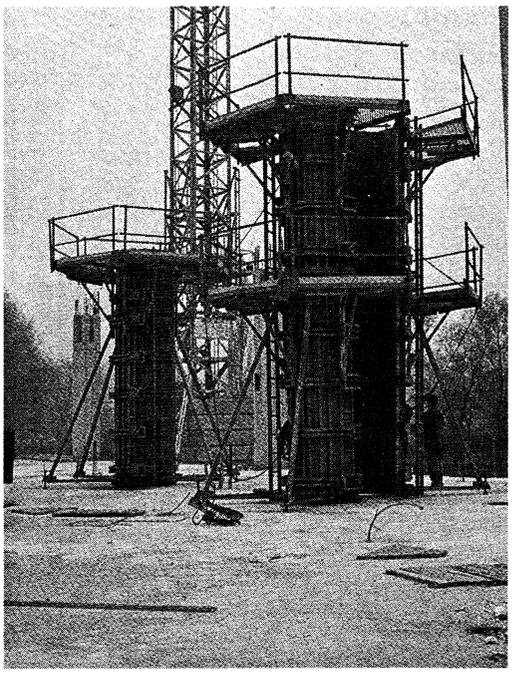


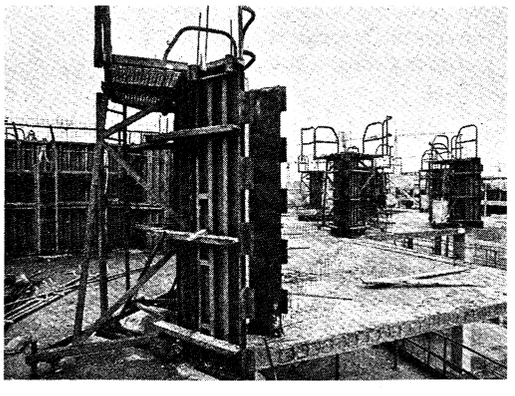


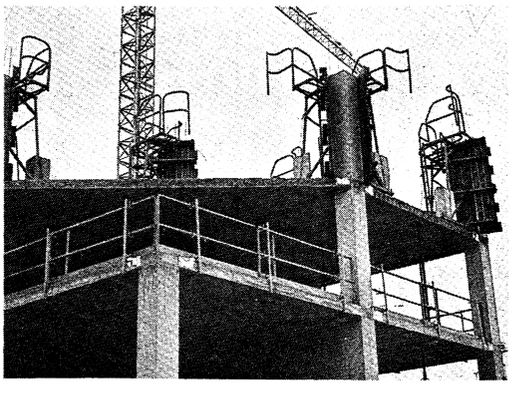


Poteaux hexagonaux restant brut de décoffrage avec réservation en tête pour les poutres coulées en place.
Hauteur : de 2,88 m à 10,20 m.
Diamètre : 1,15 m.









Coffrage de poteaux à deux faces pivotantes dont l'ouverture et la fermeture sont commandées du plancher.

(Documents OUTINORD.)

5 Réalisation des poteaux

5.1 Opérations élémentaires

Implantation des poteaux suivant leurs axes par cotes cumulées.

Réalisation d'une amorce de 4 à 8 cm de hautenr.

Mise en place de l'armature munie des cales pour faciliter l'enrobage.

Mise en place du coffrage :

- bois;
- métal;
- bois et métal.

Tracé du trait de niveau de façon à prévoir l'arrêt du béton.

Coulage du béton, dosé à raison de 300 à 400 kg/m³, et vibration.

Décoffrage après début de durcissement.

5.2 Les solutions classiques de coffrage

Elles font l'objet des *figures* 81 à 105 :

- coffrages bois (*fig.* 81 et 82);
- coffrages métalliques (*fig.* 83 à 89);
- coffrages mixtes (bois et métal) (*fig.* 90 et 91);
- systèmes d'assemblage (*fig.* 93 à 95);
- panneaux et dispositions diverses pour formes quelconques (*fig.* 92 et 96 à 105).

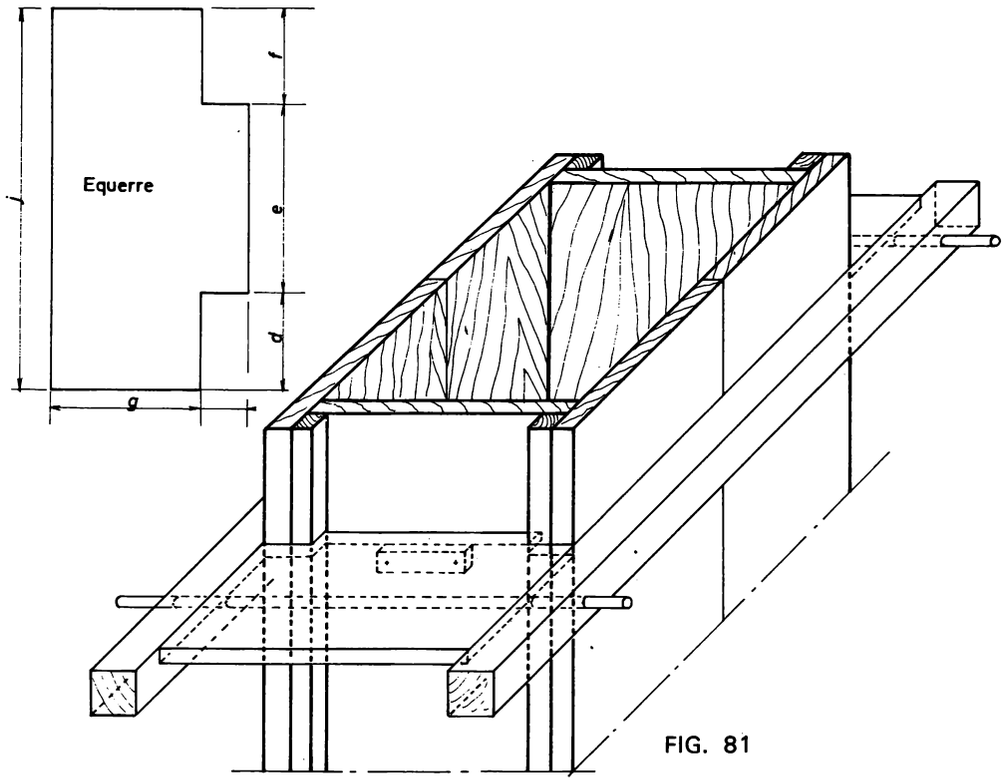


FIG. 81

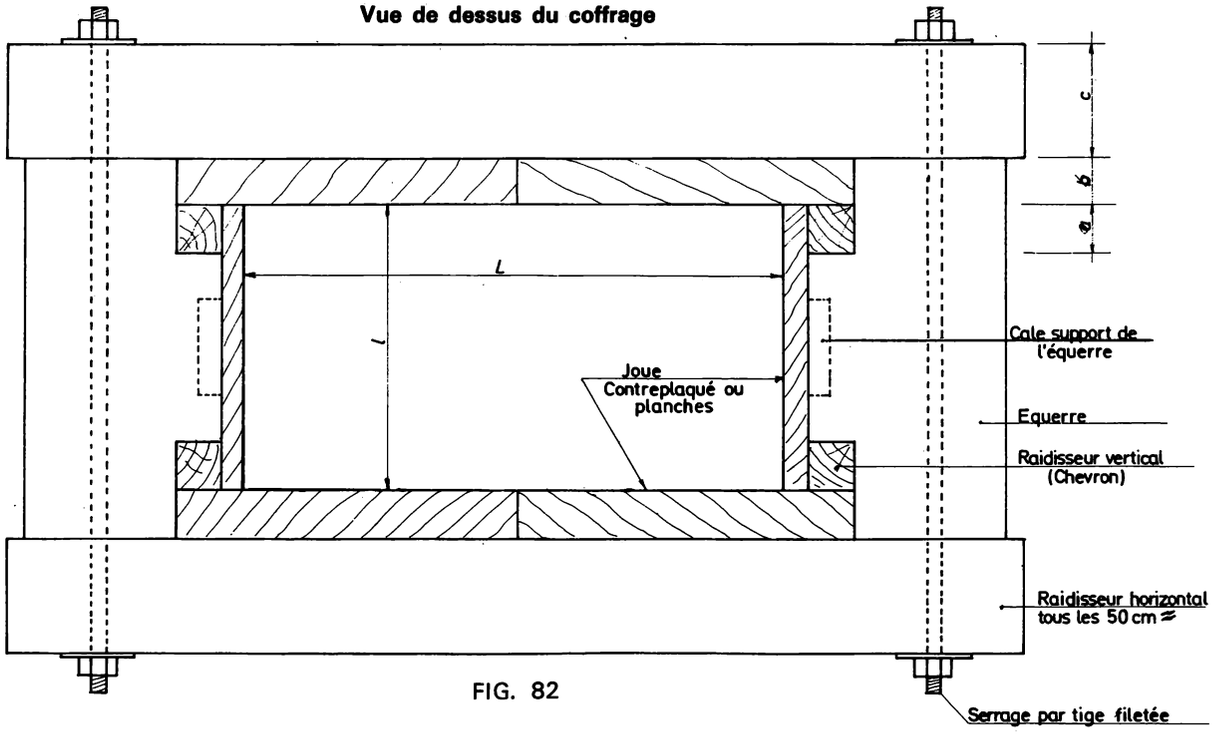


FIG. 82

Coffrage « type Outinord »

Embase (dimensions et équerrage du poteau)

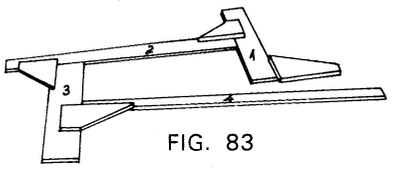


FIG. 83

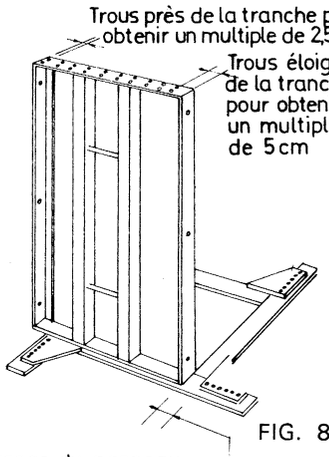


FIG. 84

Mode d'assemblage :
- trous dans les panneaux
- tétons correspondant aux trous sur les équerres.

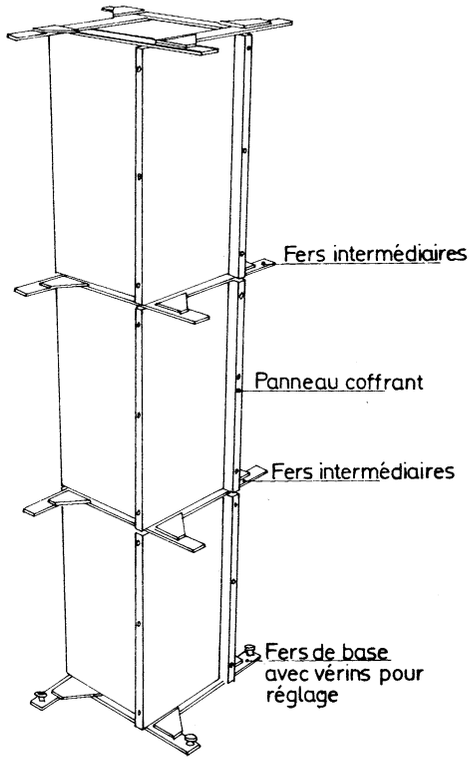


FIG. 85

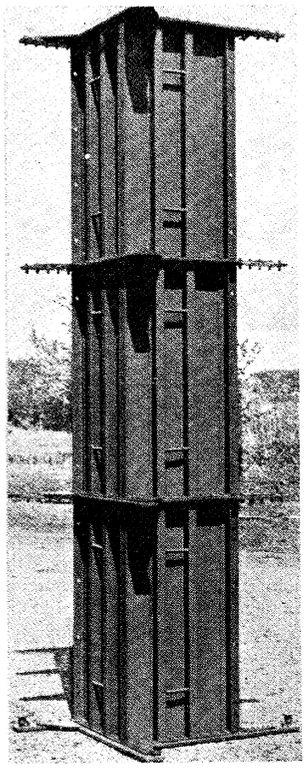


FIG. 86

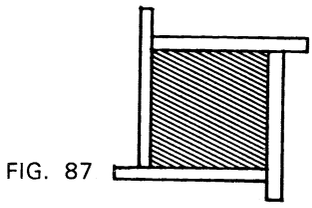


FIG. 87

des panneaux 100 × 50 et des fers moyens sur les 4 faces

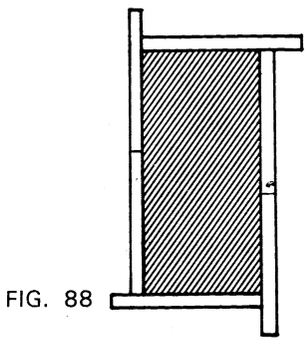


FIG. 88

panneaux 100 × 50 grands fers et fers moyens sur 2 faces

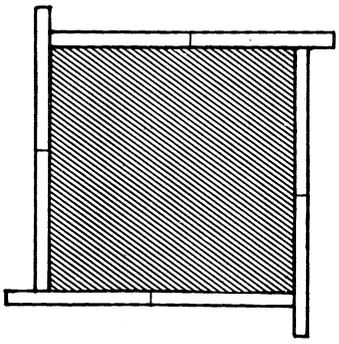


FIG. 89

panneaux 100 × 50 et grands fers sur 4 faces

Poteaux de 10×10 à 50×45 ou 47,5×47,5 maxi

HAUTEURS (en mètres)	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00
Fers de base moyens	4	4	4	4	4	4	4
Fers interm. moyens (4 à ver.)	8	12	12	16	16	20	20
Panneaux 100 × 50	8	8	12	12	16	16	20
Panneaux 50 × 50		4		4		4	
Nombre total de pièces	20	28	28	36	36	44	44

Poteaux de fortes sections 100×45 ou 97,5×47,5 maxi.

HAUTEURS (en mètres)	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00
Fers de base moyens	2	2	2	2	2	2	2
Grands fers de base	2	2	2	2	2	2	2
Fers interm. moyens (2 à ver.)	4	6	6	8	8	10	10
Grands fers interm. (2 à ver.)	4	6	6	8	8	10	10
Panneaux 100 × 50	12	12	18	18	24	24	30
Panneaux 50 × 50		6		6		6	
Nombre total de pièces	24	34	34	44	44	54	54

Poteaux de sections 100×95 ou 97,5×97,5 maxi.

HAUTEURS (en mètres)	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00
Grands fers de base	4	4	4	4	4	4	4
Grands fers interm. (4 à ver.)	8	12	12	16	16	20	20
Panneaux 100 × 50	16	16	24	24	32	32	40
Panneaux 50 × 50		8		8		8	
Nombre total de pièces	28	40	40	52	52	64	64

Section rectangulaire allongée
Coupe schématique

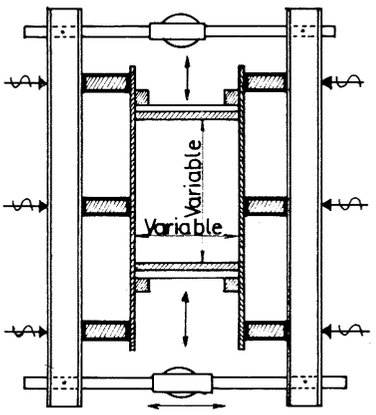
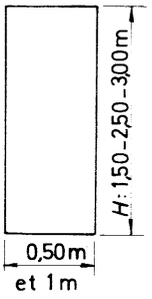


FIG. 90

L'équerrage du poteau est assuré à la base par une amorce du poteau de 5 à 8 cm de haut et à la tête du coffrage par le jeu des étais « tire-pousse ».

FIG. 92

Deux largeurs standard : 0,50 m et 1 m,
et trois hauteurs standard : 0,50 m, 2,50 m et 3 m permettent d'obtenir par le jeu des panneaux utilisés :
– différentes sections,
– différentes hauteurs.



SYSTEME D'ASSEMBLAGE

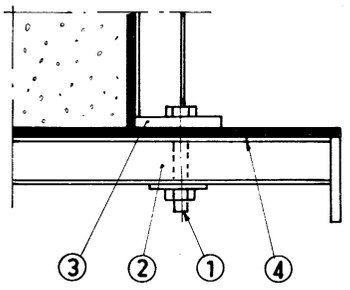
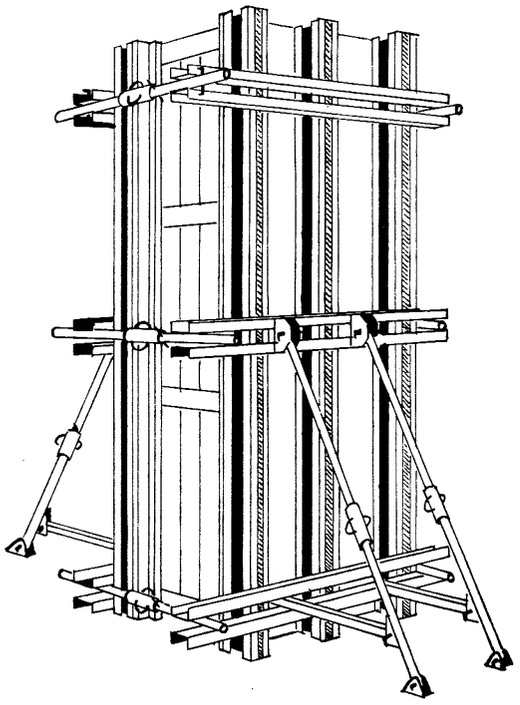


FIG. 93

Le boulon d'assemblage n° 1 coulisse entre les deux U n° 2 et, par serrage, on obtient la cote demandée.
Le serrage plaque le raidisseur vertical n° 3 contre le coffrage n° 4 en tôle ou en contreplaqué.

Coffrage des poteaux



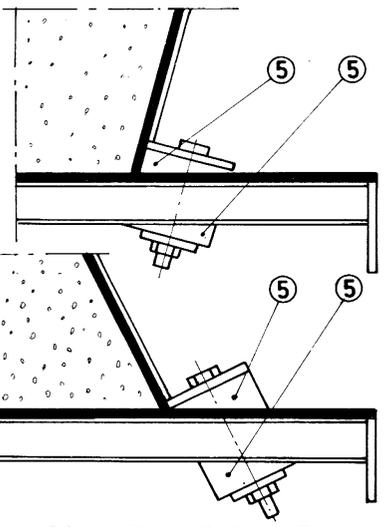
Poteaux isolés à partir d'éléments de coffrages de murs.

FIG. 91

Assemblage à angle droit pour section carrée ou rectangulaire.

Le principe d'assemblage à angle droit s'applique aux angles quelconques en utilisant des cales biaises n° 5 en bois, en acier ou avec des cornières.

FIG. 94



Assemblages à angle quelconque pour section triangulaire, trapézoïdale, hexagonale, etc.

FIG. 95

Système S.I.M.P.R.A. « Coffrage Poteaux »

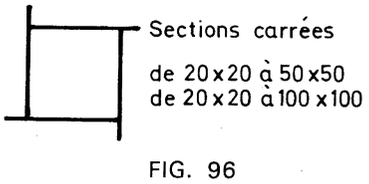


FIG. 96

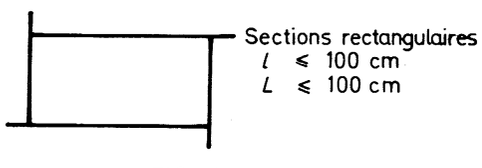


FIG. 97

FIG. 98

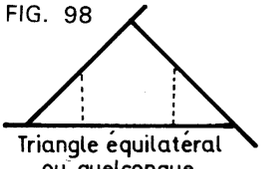


FIG. 99

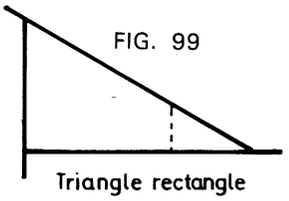
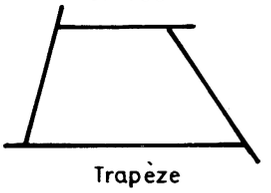
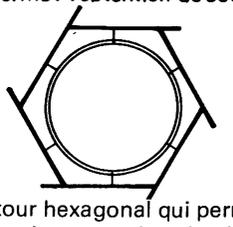


FIG. 100



L'incorporation de remplissage dans les angles permet l'obtention de sections quelconques.



Contour hexagonal qui permet d'obtenir une section circulaire par incorporation de fourrures en bois

FIG. 101

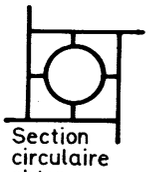
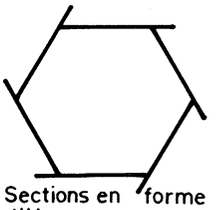


FIG. 102



Sections en forme d'Hexagone ou d'Octogone

FIG. 103

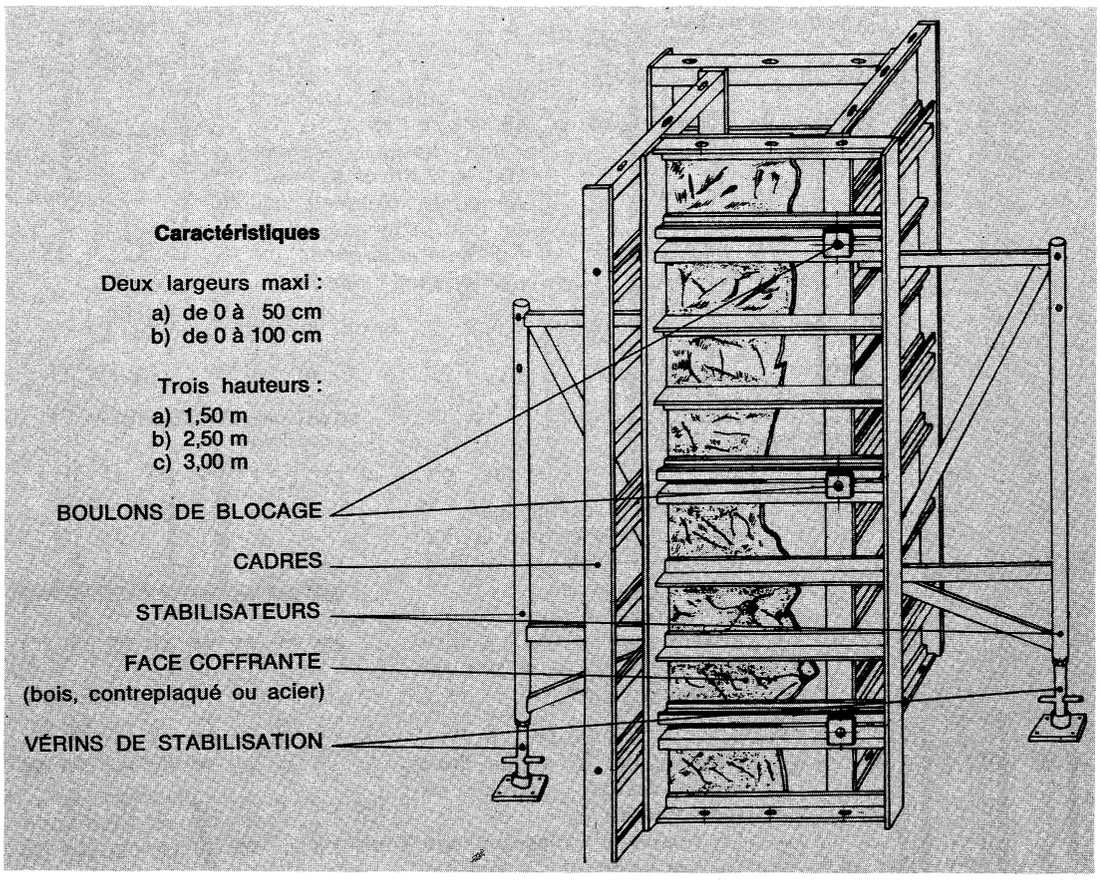


FIG. 104
Coffrage standard pour poteaux.
(Document S.I.M.P.R.A.)

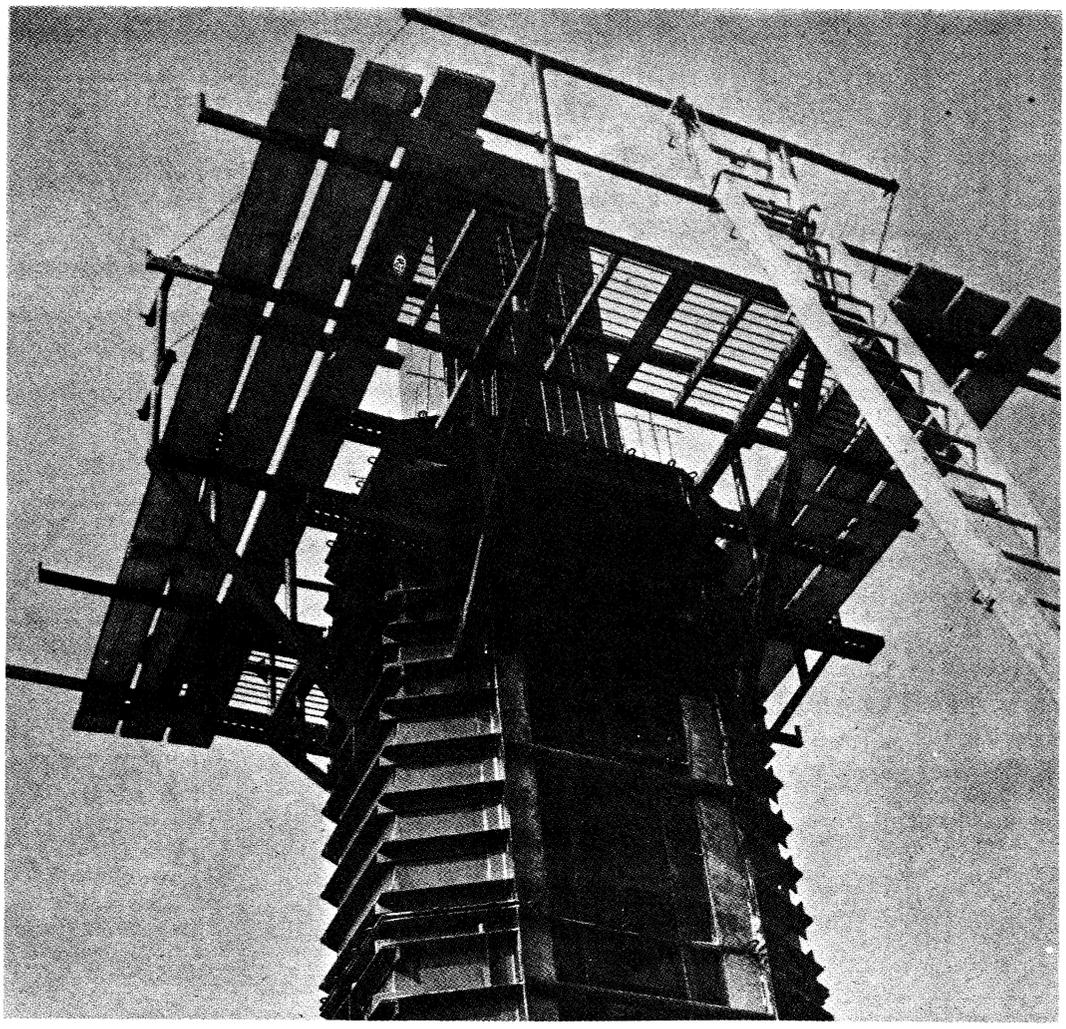


FIG. 105
Coulage du pilier sur 7,50 m (3 éléments).
décoffrage du noyau central avant mise en place du quatrième élément.

CE QU'IL FAUT RETENIR

Questions :	Réponses :
1° Pourquoi un poteau de rive peut-il travailler comme une poutre verticale comprimée ?	Il subit des efforts : – verticaux ; – horizontaux (voir la *figure* 5).
2° Que remarquez-vous sur les *figures* 8 à 10 : où faut-il placer les aciers longitudinaux du poteau intérieur ?	Les aciers longitudinaux sont placés sur chaque face qui risque d'être tendue, c'est-à-dire conformément aux *figures* 39 à 57.
3° Quels sont les effets consécutifs à la compression élastique dans un poteau en béton ?	Le béton a tendance à gonfler transversalement et à diminuer de longueur sous l'effet des charges appliquées.
4° A quoi servent les cadres et étriers ? A quel effort sont-ils soumis ?	Ils s'opposent au gonflement transversal du béton. Ils sont soumis à un effort de traction.
5° Quelles sont les difficultés pratiques de mise en place des armatures de poteaux superposés que vous découvrez sur la *figure* 69 ? Quels sont les risques ? Que préconisez-vous ?	Si les barres longitudinales sont en gros diamètre (ex. : 20 mm), on est obligé de déformer les aciers pour assurer le recouvrement. La poussée au vide des armatures courbes est nuisible. La solution représentée sur la *figure* 71 est préconisée.
6° Représentez le graphe des opérations nécessaires à la réalisation d'un poteau de section rectangulaire de 3 m de hauteur, en vous inspirant du paragraphe 4 et 5.	

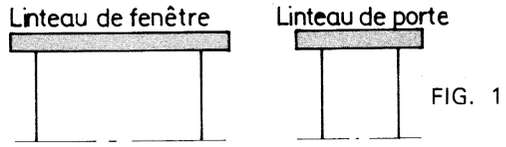


FIG. 1

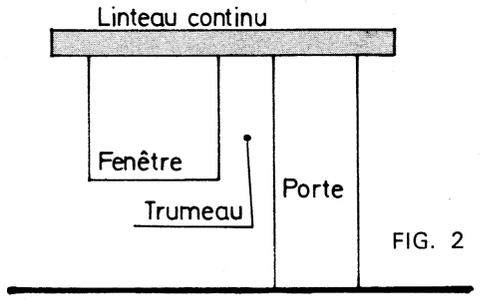


FIG. 2

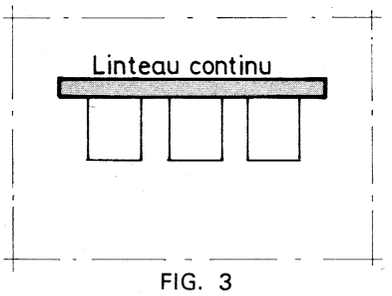


FIG. 3

Baies rapprochés de faibles dimensions.

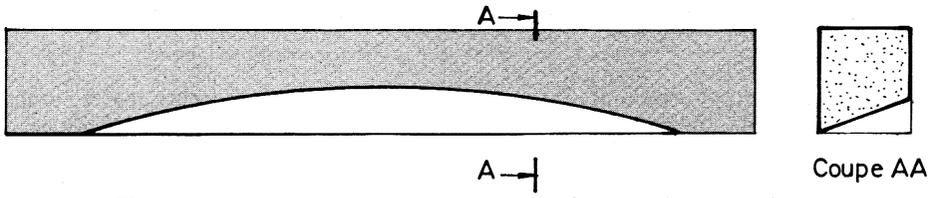


FIG. 4. – Linteau avec arête courbe du côté extérieur et arête rectiligne du côté intérieur.

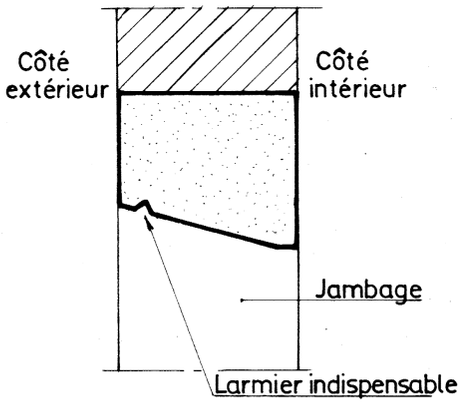
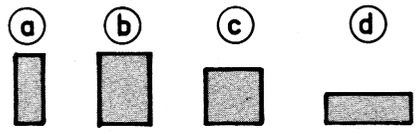


FIG. 5



Sections rencontrées

FIG. 6

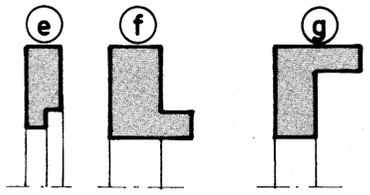


FIG. 7

e avec feuillure.
f avec saillie à la partie inférieure.
g avec saillie à la partie supérieure.

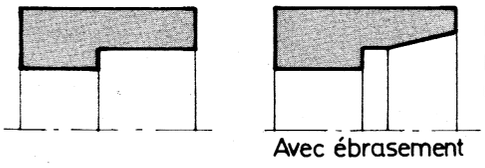


FIG. 8

Linteaux pour mur épais.

Cas d'une fenêtre

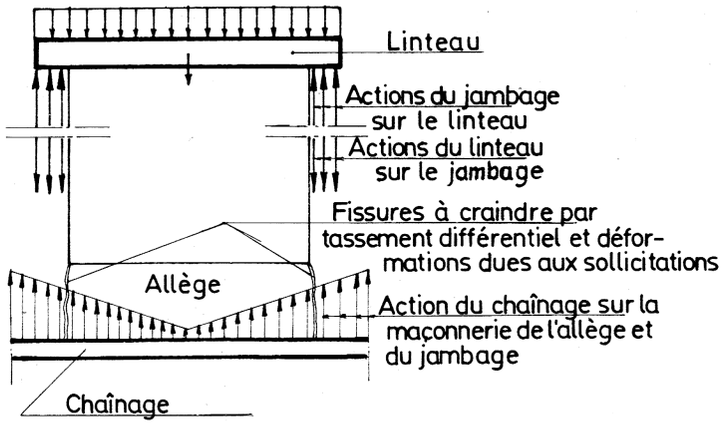


FIG. 9

La longueur d'appui du linteau est :
- $\geqslant$ 20 cm
- $\geqslant$ ht, ht étant la hauteur du linteau sur l'appui.

12. LINTEAUX EN B.A.

Le linteau est l'élément en béton armé qui limite l'ouverture de la baie à sa partie supérieure en prenant appui sur les jambages (*fig.* 1 à 3).

1 Rôles principaux

Les linteaux ont pour rôle :
- de relier les jambages et contribuer à leur stabilité (rôle de moise);
- de supporter les charges :
  - de la maçonnerie du mur de façade ou de refend;
  - d'une partie de plancher (charges uniformément réparties);
  - d'une poutre (charges concentrées);
- de permettre le maintien des éléments fixes ou ouvrants de la baie;
- d'assurer une relative isolation thermique et acoustique;
- de permettre la mise en place et le passage des volets roulants;
- de constituer parfois un élément décoratif par le revêtement incorporé ou une forme appropriée (anse de panier, arc surbaissé, etc.) (*fig.* 4 et 5).

2 Conditions de leur stabilité

Les sections habituellement rencontrées font l'objet des *figures* 4 à 8.

Conditions	Éléments	Sollicitations	Règles pratiques
Résistance des supports	– Murs en agglomérés creux ou pleins. – Murs en briques pleines ou creuses. – Murs en maçonnerie de mœllons bruts ou appareillés. – Potelets en B.A. saillants, ou de l'épaisseur du mur, ou incorporés dans les éléments creux. – Jambages préfabriqués.	Compression *Figure* 9. Le diagramme des contraintes retenu est parfois de forme triangulaire sur une longueur égale à la hauteur du linteau. (D.T.U. n° 20-11.)	La qualité des supports (jambages) est en fonction des charges supportées par le linteau. La résistance admissible R_1 à la compression, ne doit pas être dépassée, soit : $R_1 = \frac{R}{4}$ (Résistance à l'écrasement.)
Repos de la surface d'appui suffisant	Surfaces portantes : – du linteau; – de la maçonnerie.	– Compression. – Cisaillement dans le plan vertical aux extrémités du linteau en raison des charges inégalement réparties.	Longueur minimale d'appui : – 1/10 de la portée; – au moins 20 cm.
Liaison avec les supports	– Linteau en B.A. – Terre cuite ou blocs de béton ou de pierres naturelles.	– Déversement latéral. – Glissement longitudinal ou transversal.	Aciers en attente dans les potelets en B.A. ou dans les poutrelles. Bonne adhérence, conforme au règlement B.A., entre matériaux différents.
Conformité de l'armature avec le mode de fonctionnement. *Figures* 10 et 11.	– Linteau simplement appuyé. – Linteau avec un encastrement à l'une ou aux deux extrémités.	– Zones comprimées. – Zones tendues.	Aciers longitudinaux et transversaux indispensables. Linteaux chaînages.

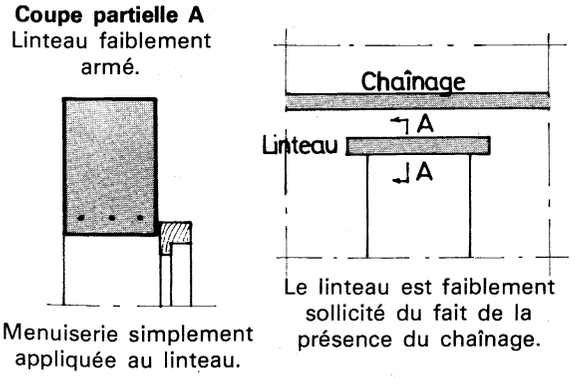


FIG. 10

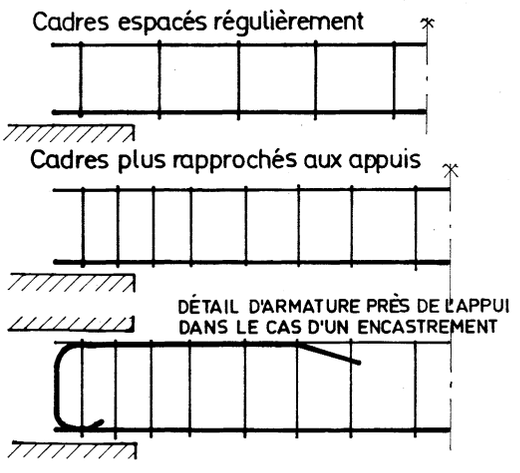


FIG. 11

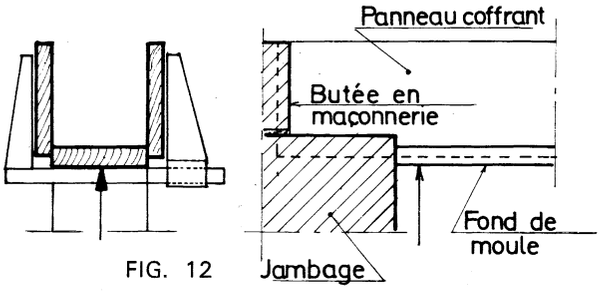


FIG. 12

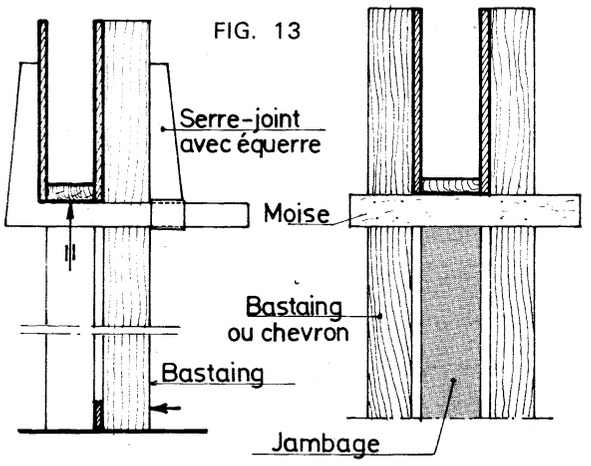


FIG. 13

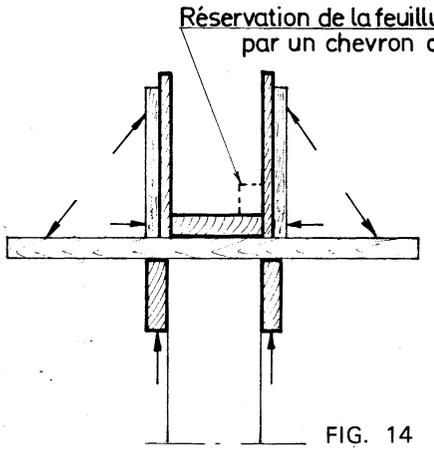
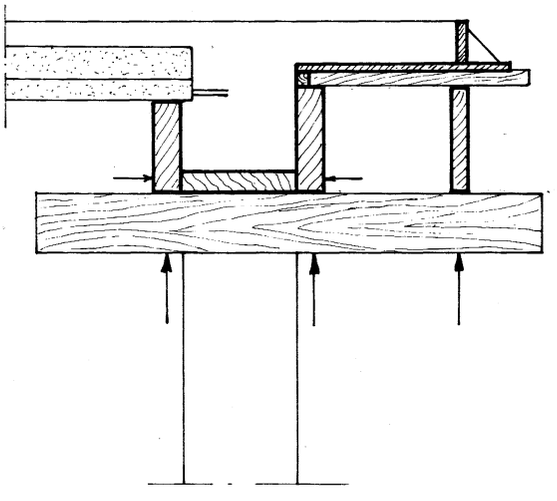


FIG. 14



Linteau supportant un plancher et une corniche en béton armé.

FIG. 18

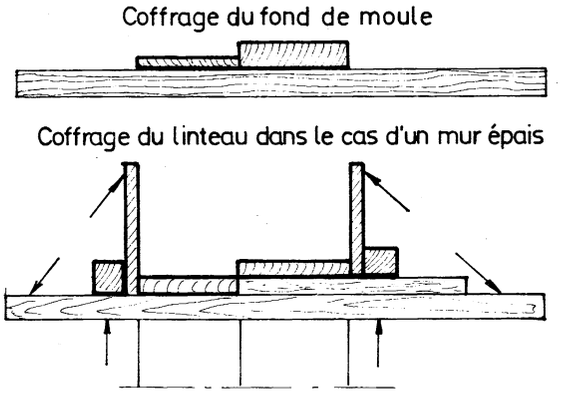


FIG. 15

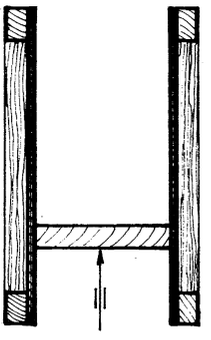


FIG. 16

Panneaux coffrants ou banches.
Le réglage en hauteur du fond de moule s'effectue par le jeu des étais à vérin.

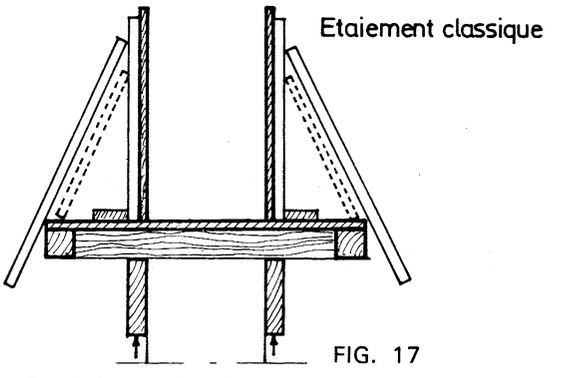
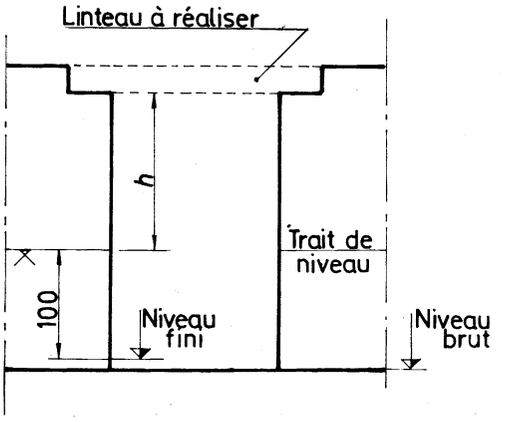


FIG. 17

Fond de moule débordant par rapport aux panneaux verticaux.



Tenir compte de l'épaisseur d'enduit pour déterminer *h*.

FIG. 19

3 Coffrage

3.1 La conception du coffrage dépend

De la disponibilité en matériaux :

- planches de 27, 34, 40 mm d'épaisseur;
- madriers de 50 mm × 150 mm, 60 × 180, 80 × 200 de section;
- panneaux de contreplaqué de 10, 15, 20 mm d'épaisseur;
- banches préfabriquées, etc.

Du matériel :

- étais simples ou à chapeaux;
- serre-joints avec ou sans équerre, à vis, à excentrique, à blocage, à clavettes;
- poutrelles extensibles.

Des sections et des portées.

Des conditions relatives à la sécurité.

3.2 Les procédés habituels de coffrage du moule, compte tenu des facteurs précédents, font l'objet des *figures* 12 à 18.

3.3 Référentiel

Trait de niveau à + 1,00 m (*fig.* 19).

Niveau brut et niveau fini.

4 Coulage du béton

Le béton est dosé à raison de 300 à 400 kg/m³ et soigneusement vibré à l'aiguille vibrante.

Le décoffrage des joues peut s'effectuer après prise du béton.

Le fond de moule reste étayé jusqu'à durcissement du béton.

5 Réalisations diverses

5.1 Linteau en traditionnel avec feuillure

La feuillure est obtenue par un chevron cloué sur un parement ou par bris d'une cloison horizontale de terre cuite (revoir *fig.* 14 et *fig.* 20).

5.2 Linteau et arrière-linteau

Ils sont avec ébrasement dans le cas de mur épais (voir *fig.* 15).

5.3 Linteau-chaînage

Le linteau fait partie, dans ce cas, du chaînage ceinturant la construction (voir thème « les chaînages »).

Le béton est souvent coulé contre un placage en terre cuite (*fig.* 21).

5.4 Linteaux en ligne

Ils coiffent les meneaux sur une façade.

5.5 Linteau préfabriqué

Il est simplement posé sur un lit de mortier (*fig.* 22 à 24).

5.6 Linteau spécial pour volets-roulants

Voir *figures* 25 à 26.

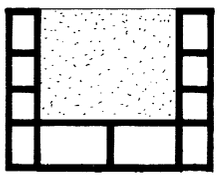


FIG. 20. – **Béton coulé dans les éléments spéciaux en céramique.** La réservation de la feuillure est obtenue par suppression d'une alvéole.

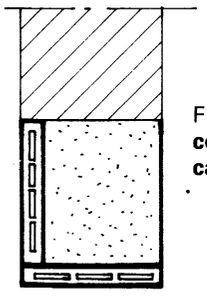


FIG. 21. – **Béton coulé contre un placage en terre cuite.**

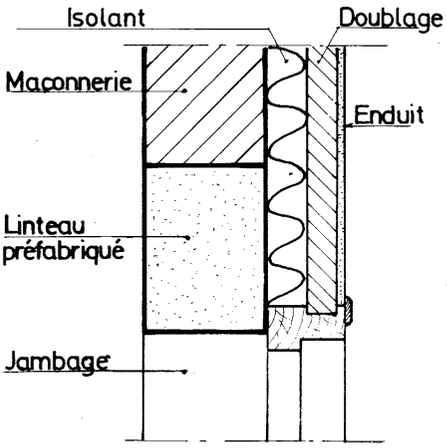
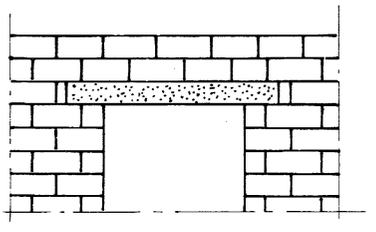
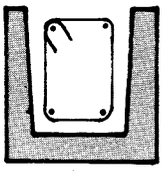


FIG. 22



Linteau préfabriqué

FIG. 23



Linteau évidé supprimant tout coffrage.

FIG. 24

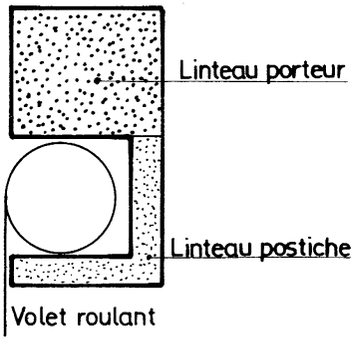


FIG. 25

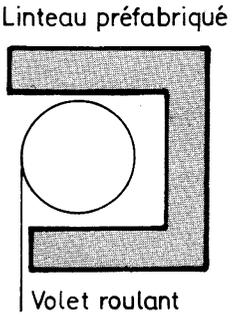
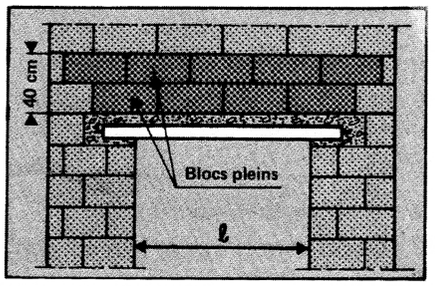
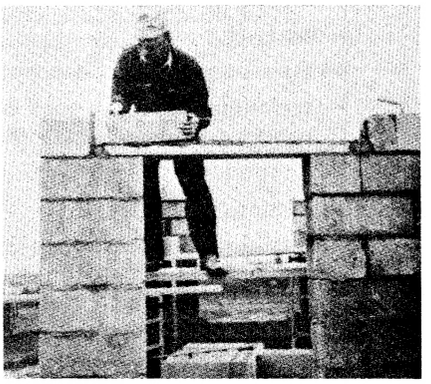
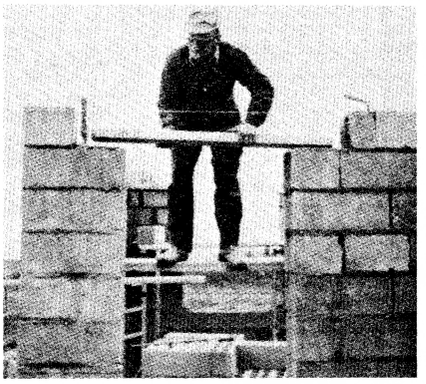


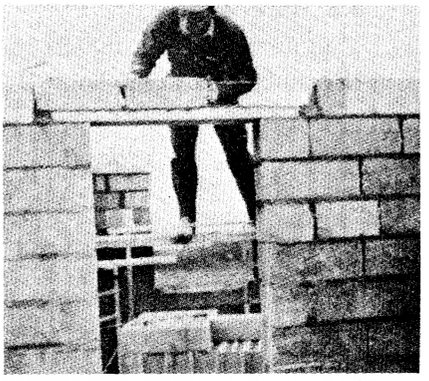
FIG. 26

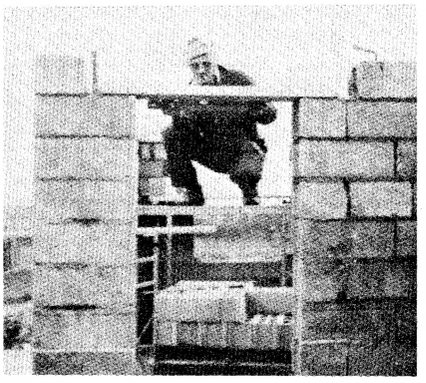
Prélinteau PPB. Détails de la pose sur chantier.

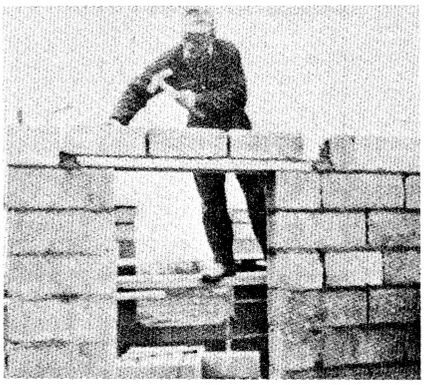


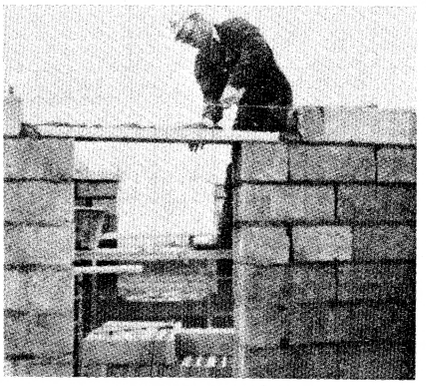


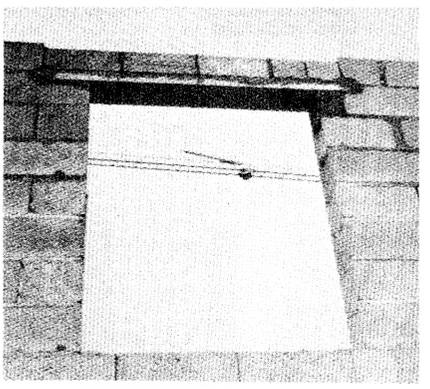












(Document PPB.)

5.7 Prélinteau

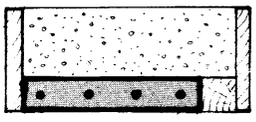
Le prélinteau est un élément préfabriqué précontraint avec acier en attente à chaque extrémité.

Cet élément est très utilisé dans le pavillon car il évite le coffrage du fond de moule.

Il est fabriqué dans les dimensions permettant son adaptation aux diverses épaisseurs de murs :

- les largeurs : 10, 15, 20, 25, 30, 35 cm;
- les longueurs : 0,80 m à 3,20 m $\simeq$;
- l'épaisseur constante : 5 cm.

Quelques dispositions constructives sont montrées sur les *figures* 27 à 32.



Coffrage avec réservation de la feuillure.

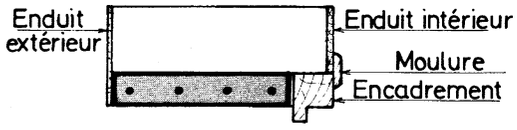


FIG. 28

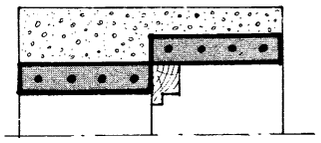


FIG. 29

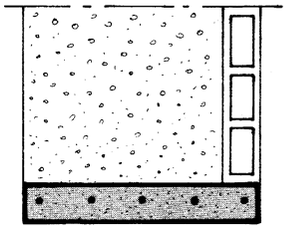


FIG. 30

Section transversale

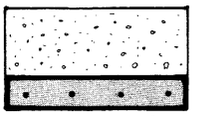
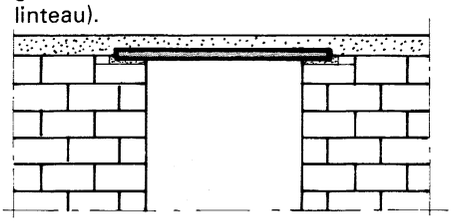


FIG. 27

Linteau - chaînage (diagramme des contraintes triangulaires au droit des appuis du linteau).



Prélinteau en fond de moule et armatures complémentaires actives pour supporter le plancher et les charges du mur de rive.

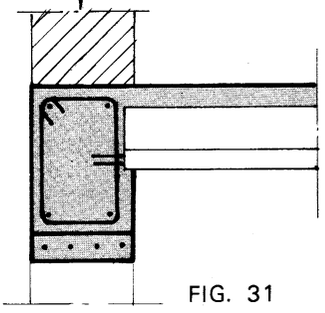
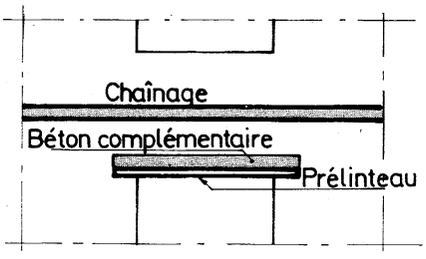


FIG. 31



Élément de façade

FIG. 32

CE QU'IL FAUT RETENIR

Questions :	Réponses :
1° Quels sont les autres cas possibles rencontrés, différents de ceux des *figures* 1 et 2?	Série de petites fenêtres coiffées d'un linteau continu. Série de porte-balcon.
2° Pourquoi les jambages, supports de linteaux, doivent-ils être résistants?	La réponse se déduit de l'observation de la *figure* 9.
3° Quelle est la largeur minimale d'un appui pour linteau?	Au moins 20 cm. $\neq$ le 1/10 de la portée.
4° Justifiez la disposition des aciers, préconisée sur les *figures* 11.	Il s'agit de placer les armatures dans les zones tendues dans les différents cas.

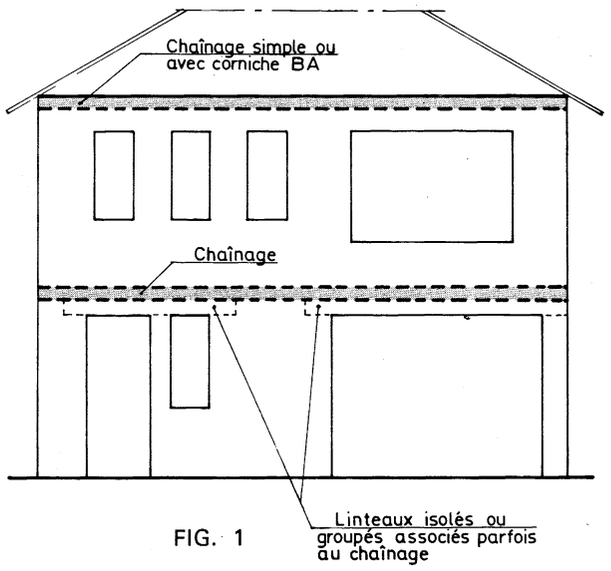


FIG. 1

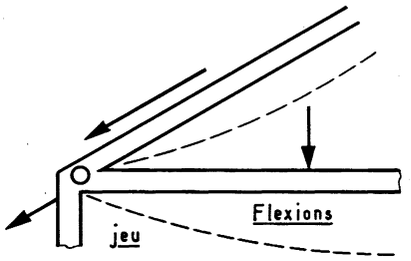


FIG. 2. – Opposition aux poussées.

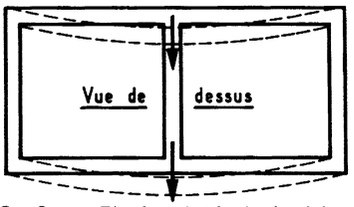


FIG. 3. – Flexion latérale intérieure et extérieure.

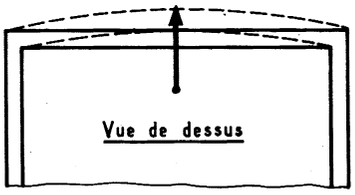


FIG. 4. – Flexion latérale extérieure.

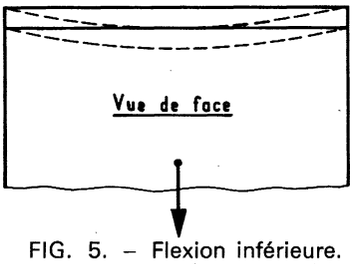


FIG. 5. – Flexion inférieure.

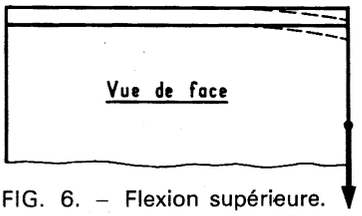


FIG. 6. – Flexion supérieure.

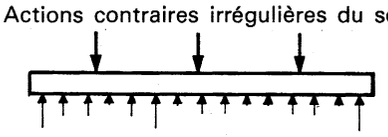


FIG. 7

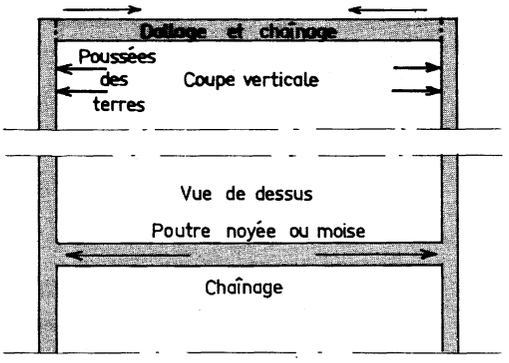
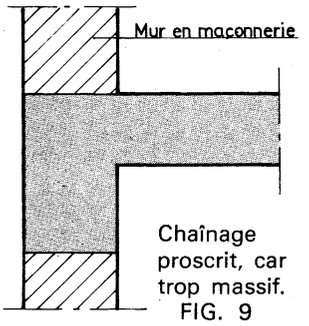


FIG. 8



Chaînage proscrit, car trop massif.
FIG. 9

– Chaînage sollicité en traction

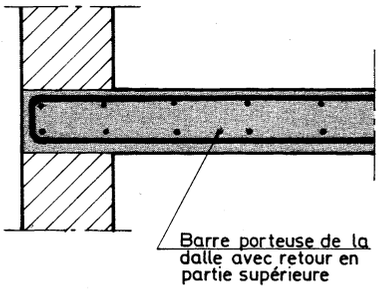


FIG. 10

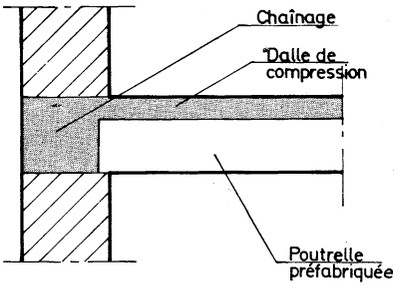


FIG. 11. – **Chaînage de rive** (plancher B.A.).

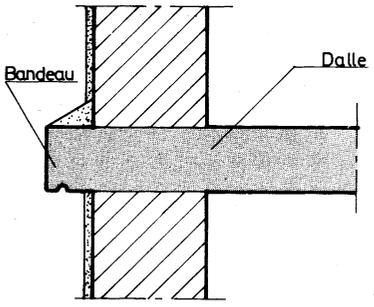
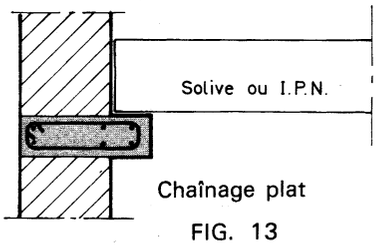
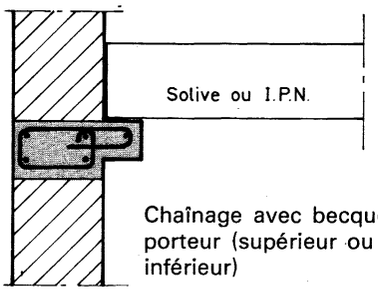


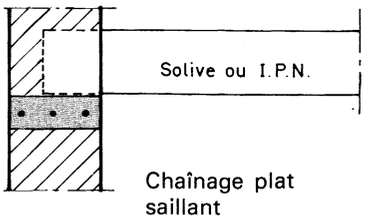
FIG. 12



Chaînage plat
FIG. 13



Chaînage avec becquet porteur (supérieur ou inférieur)
FIG. 14



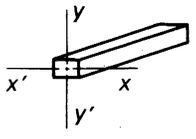
Chaînage plat saillant
FIG. 15

13. CHAINAGES EN BÉTON ARMÉ

1 Chaînages horizontaux

Ils sont continus, en B.A., et ceinturent les façades à chaque étage au niveau des planchers ainsi qu'au couronnement des murs qui sont reliés au droit de chaque refend (voir *fig.* 1).

Stabilité des ouvrages en maçonnerie

Que veut-on ?	Pourquoi ?	Quels risques ?	Quelles sollicitations ?	Comment faire ?
Buts recherchés	Causes	Déformations ou dégâts possibles	Effet	Solutions
Liaison horizontale : – des murs; – des poteaux. *Figures* 2 à 8.	1° Murs sollicités par des poussées : – **horizontales :** consécutives à la flexion des planchers; – **obliques :** par exemple celles des charpentes. 2° **Effort de traction** dû à la dilatation des terrasses en B.A. 3° Mouvement d'un immeuble sous l'effet d'un **tassement du sol** ou de l'effet des charges appliquées.	Allongement préjudiciable à la tenue des ouvrages. Désordres intérieurs : – sur les enduits; – sur les faïences. Déplacement horizontal des semelles de fondation.	**La mise en traction des maçonneries entraîne :** – la fissuration; – la pénétration de l'eau de pluie → humidité; – les désordres dans les façades (lézardes); – l'amoindrissement des résistances mécaniques des maçonneries. **Efforts normaux et tranchants dans la structure et moments de flexion.**	La section transversale des chaînages est limitée (*fig.* 9). La hauteur du chaînage peut être celle du plancher, qui lui est associé. (*fig.* 10 à 12). Dans le cas de solivage, des chaînages plats sont réalisés (*fig.* 13 à 15). Confection d'un buton ou moise en B.A. (*fig.* 16 et 17) : – chaînages judicieusement armés; – agencement des dispositions (*fig.* 18 et 19).
Rigidité longitudinale.  	Poussée latérale du vent, des terres. Tassement différentiel.	Gauchissement des murs.	Flexion suivant les axes y' y et x' x. La zone tendue des maçonneries peut se trouver soit : – du côté intérieur; – du côté extérieur.	Le constructeur doit tenir compte du risque de fissuration de l'enduit entre les maçonneries et les chaînages en B.A. (matériaux différents). Les aciers seront placés de façon que le chaînage travaille : – comme une poutre verticale; – comme une poutre horizontale.

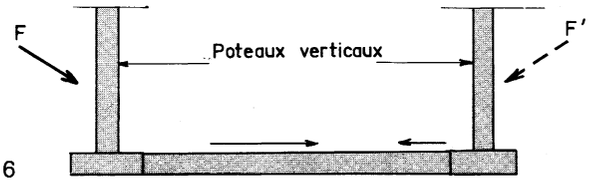


FIG. 16 – Chaînage (moise) sollicité en compression

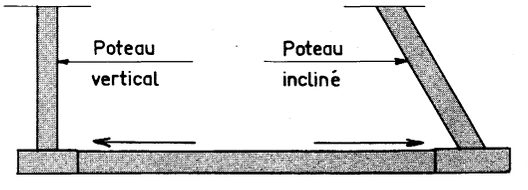


FIG. 17 – Chaînage (moise) sollicité en traction

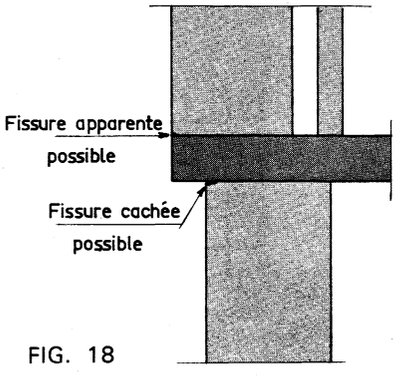


FIG. 18 – Chaînage saillant (1)

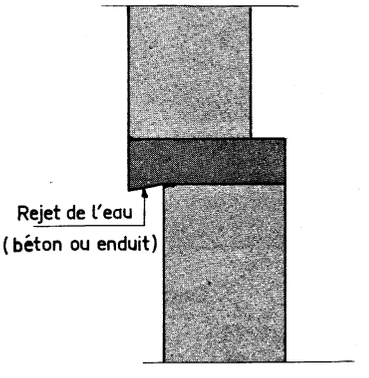


FIG. 19 – Chaînage saillant (2)

Stabilité des ouvrages en maçonnerie	Que veut-on ?	Pourquoi ?	Quels risques ?	Quelles sollicitations ?	Comment faire ?
	Buts recherchés	Causes	Déformations ou dégâts possibles	Effet	Solutions
	Limitation des effets du retrait, de la dilatation et des pertes calorifiques. Bonne tenue des enduits.	Changement alterné des températures : été → hiver, jour → nuit, face exposée → face non exposée.	Allongement et raccourcissement alternés.	Id°	Habillage extérieur. Éléments spéciaux. *Figures* 20 à 25.

Armature (sections minimales)

Étages courants

Acier de nuance douce Fe E 22 :
- la section minimale est de 3 cm².

Acier à haute adhérence Fe E 40 :
- la section minimale est de 1,6 cm².

Aciers longitudinaux

Figures 26 à 33

Planchers terrasses

Acier de nuance douce Fe E 22 :
- la section minimale est de 7,5 cm² ou 5 ∅ 14.

Acier à haute adhérence Fe E 40 :
- la section minimale est de 3,85 cm² ou 5 ∅ 10.

Chaînage intégré dans la dalle B.A.

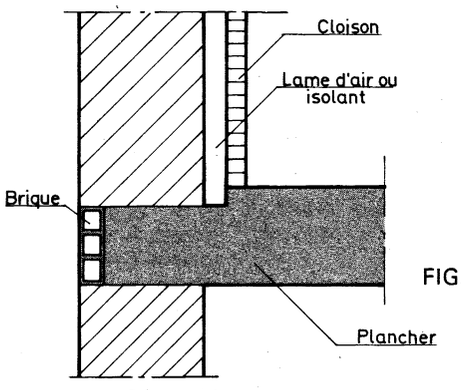


FIG. 20

Disposition correcte

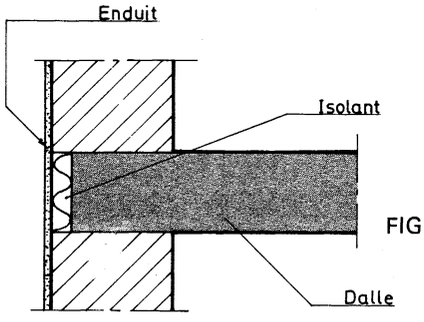


FIG. 21

Disposition incorrecte

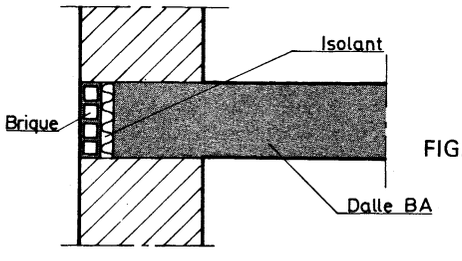


FIG. 22

Disposition interdite

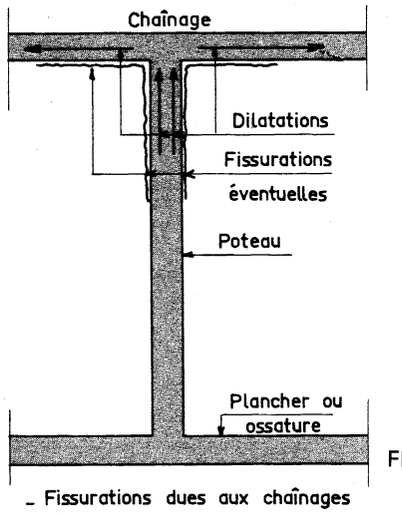


FIG. 23

- Fissurations dues aux chaînages horizontaux et verticaux

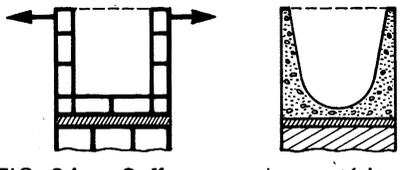
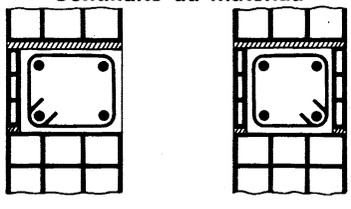


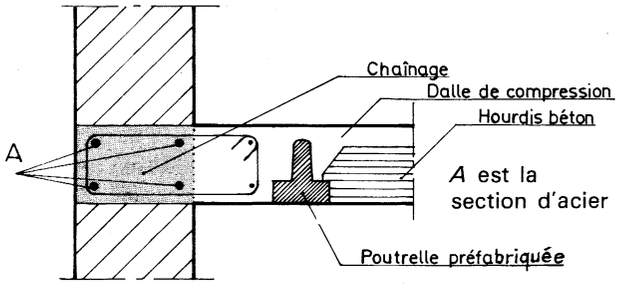
FIG. 24. – Coffrage par les matériaux du mur (produits spéciaux).

Continuité du matériau



Extérieure — Extérieure et intérieure

FIG. 25



S est la section de béton ombrée

$A \geqslant 1{,}6$ cm²
$A \geqslant 0{,}5\ S/100$

FIG. 26

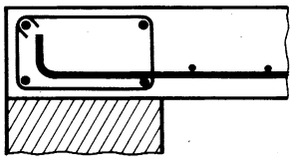


FIG. 28. – Confusion chaînage-plancher.

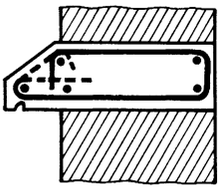


FIG. 29. – Chaînage-bandeau.

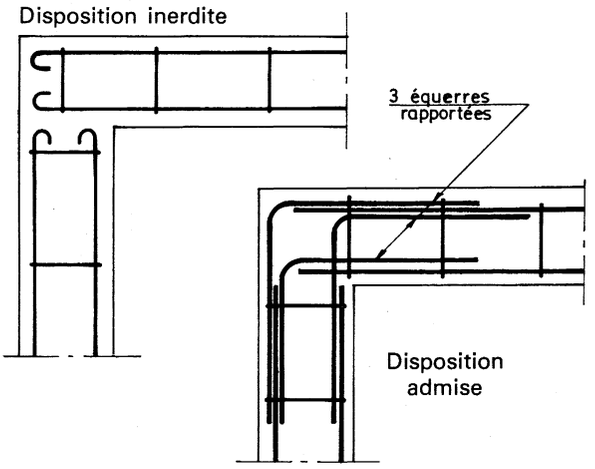


FIG. 31. – Chaînage horizontal (détail d'angle).

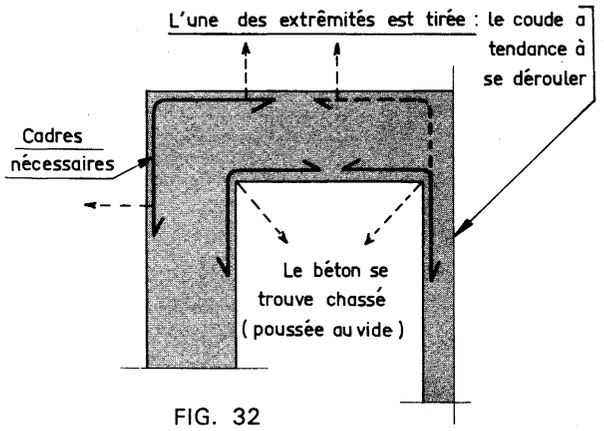


FIG. 32

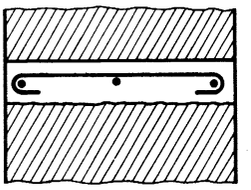


FIG. 27. – Chaînage sur maçonnerie de moellons.

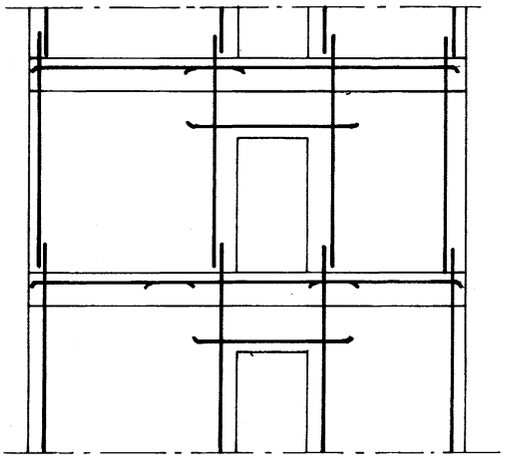
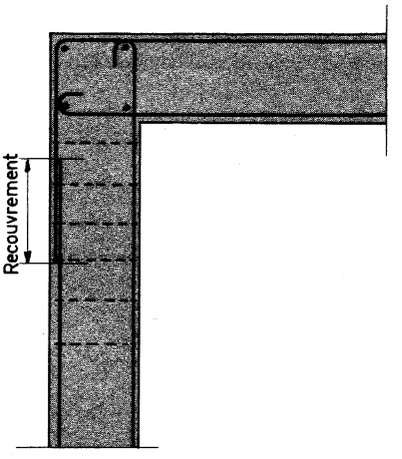


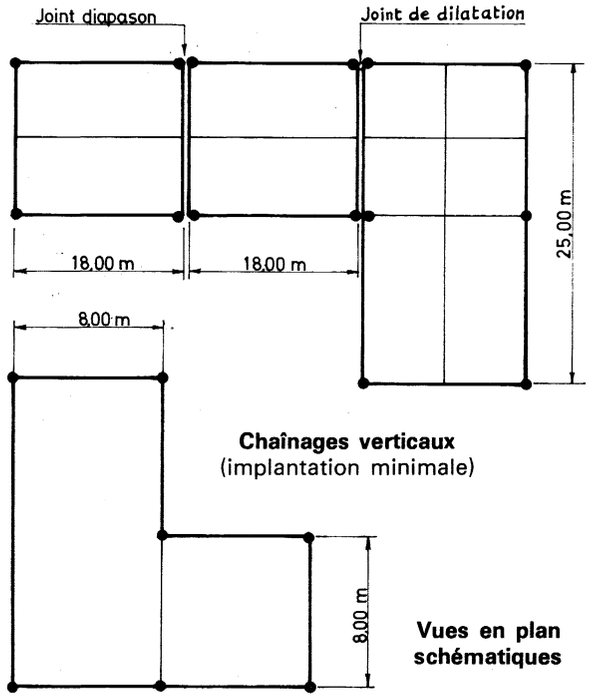
FIG. 30. – Coupe verticale schématique montrant les chaînages horizontaux de planchers et les chaînages verticaux.



– Autre moyen de jonction en angle

FIG. 33

COLLECTIF



Chaînages verticaux
(implantation minimale)

Vues en plan schématiques

PAVILLON

FIG. 34

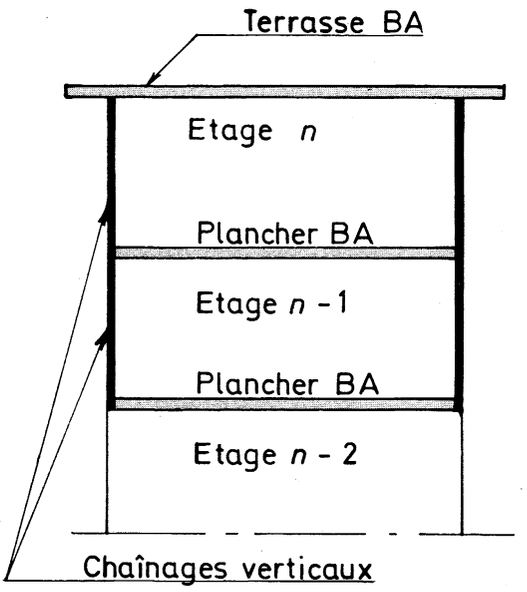


FIG. 35

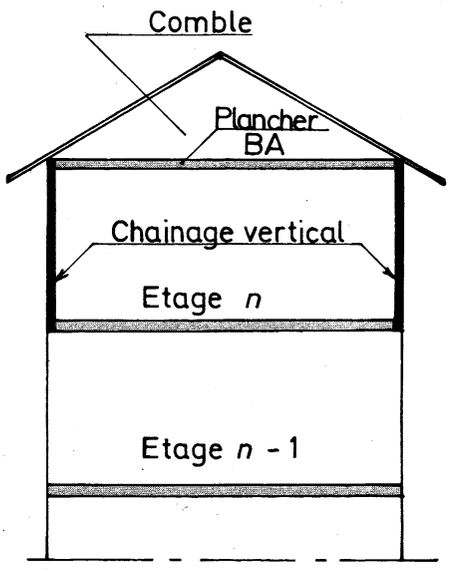
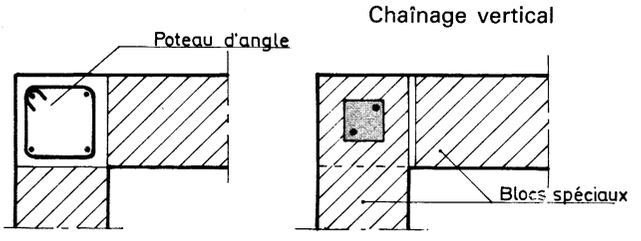


FIG. 36



Disposition interdite

Disposition correcte

FIG. 37

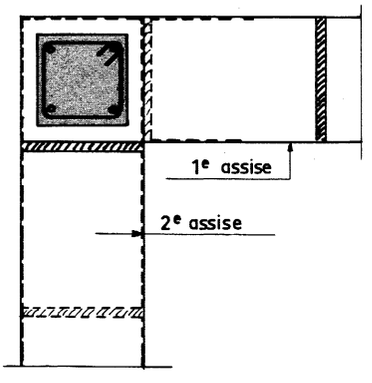


FIG. 38

- Chaînage vertical en angle
(agglomérés spéciaux)

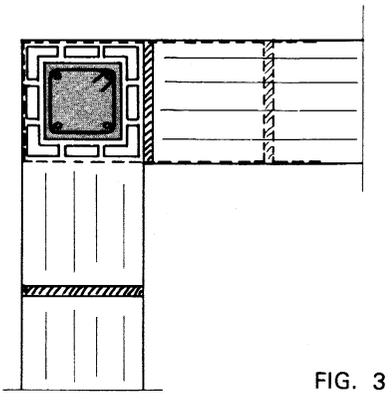


FIG. 39

- Chaînage vertical
(briques creuses spéciales)

Les aciers transversaux servent à maintenir les aciers longitudinaux en position et ont le même rôle que dans une poutre.

Dans le cas des chaînages avec saillies pour porter les solives, ils sont alors porteurs et travaillent surtout au cisaillement.

2 Chaînages verticaux

Ils sont réalisés dans les angles saillants et rentrants des maçonneries et de part et d'autre des joints de fractionnement du bâtiment.

Où ?

Situation des chaînages

Cas d'un immeuble avec toiture-terrasse B.A. :

- Ils sont placés dans la hauteur des deux derniers niveaux.

Figures 34 à 36 et revoir *fig.* 30

Cas d'une maison individuelle avec un comble :

- ils sont placés dans la hauteur du dernier étage.

Comment ?

Réalisation des chaînages

Les chaînages verticaux constituent de simples liaisons et n'interviennent pas nécessairement comme des poteaux d'ossature. Ils sont réalisés soit :

- en utilisant de préférence des blocs spéciaux (*fig.* 37 à 39);
- en utilisant un habillage extérieur en terre cuite ou en aggloméré.

Avec quoi ?

Armature

La section minimale d'acier est de 1,6 cm² (2 ⌀ 10) avec des aciers à haute adhérence Fe E 40.

Des ancrages par retour d'équerre dans les planchers ou les chaînages horizontaux assurent leur efficacité.

Les recouvrements sont établis pour assurer la continuité (*fig.* 40).

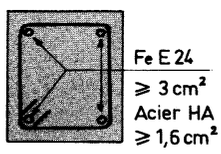
Remarques :

Les chaînages horizontaux et verticaux, ainsi que le remplissage en maçonnerie, contribuent au contreventement des murs pignons et à la stabilité générale de l'édifice (voir *fig.* 30).

Le fonctionnement du complexe ci-dessus est étudié dans le thème des « murs ».

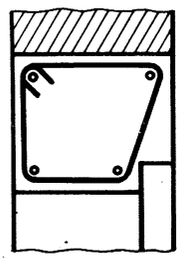
Les linteaux sont parfois associés au chaînage (voir *fig.* 1 et 41).

Le tuyau de descente passe parfois dans le chaînage vertical d'angle (*fig.* 42).



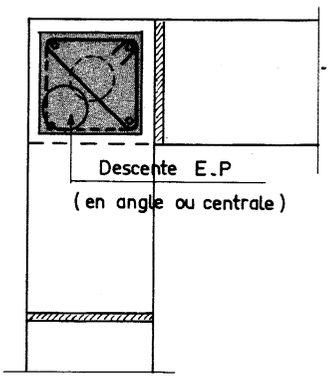
- Armature minimale d'un chaînage

FIG. 40



Chaînage-linteau

FIG. 41



- Chaînage vertical enrobant la descente d'eau pluviale

FIG. 42

QUESTIONNAIRE

1° Quelles sont les actions qui s'exercent sur les chaînages :
   - actions extérieures à l'immeuble ?
   - actions provenant de l'immeuble lui-même ?

2° Pourquoi les fissures ont-elles tendance à se produire au voisinage des chaînages horizontaux et verticaux ? Aidez-vous des *figures* 8 et 23.

3° Quelle est la section minimale d'acier Fe E 40 à placer dans les chaînages horizontaux et verticaux ?

4° Pourquoi les dispositions données sur les *figures* 21 et 22 sont-elles interdites ?

5° Donnez les avantages et les inconvénients de l'association linteaux-chaînages ?

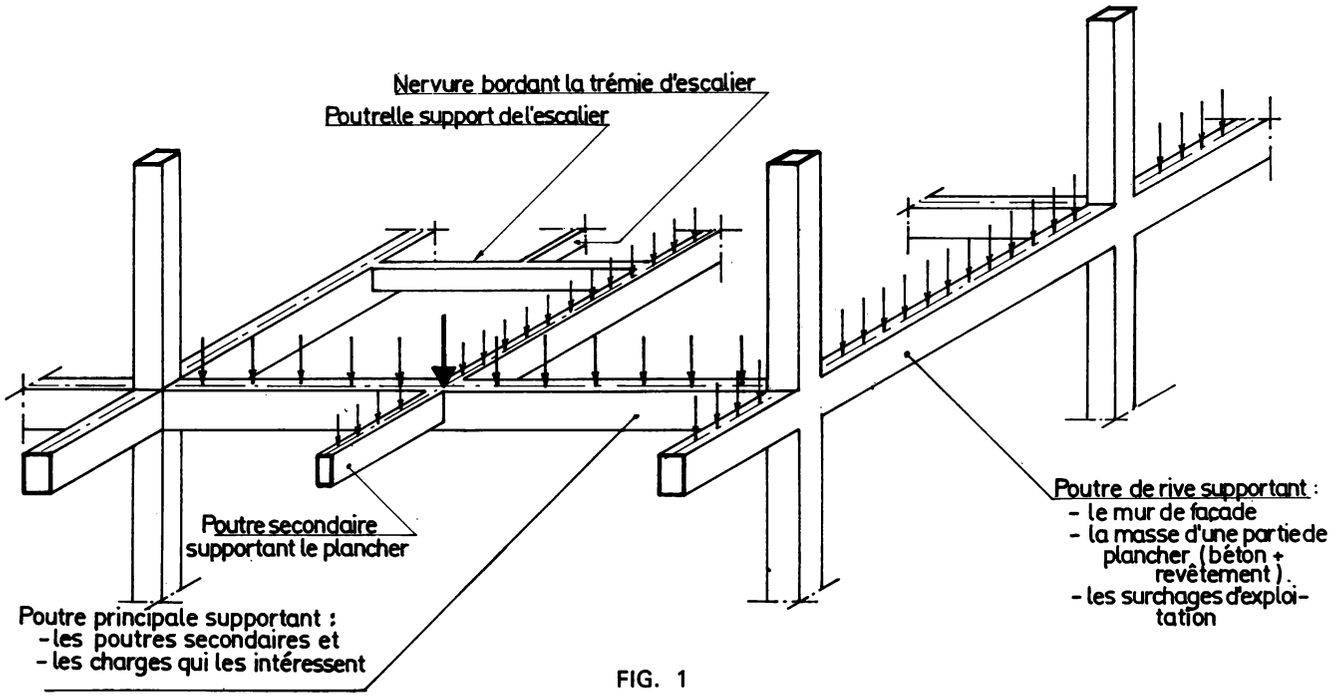


FIG. 1

BÂTIMENT SUBISSANT UNE DÉVIATION SOUS L'EFFET DES ACTIONS HORIZONTALES *H*

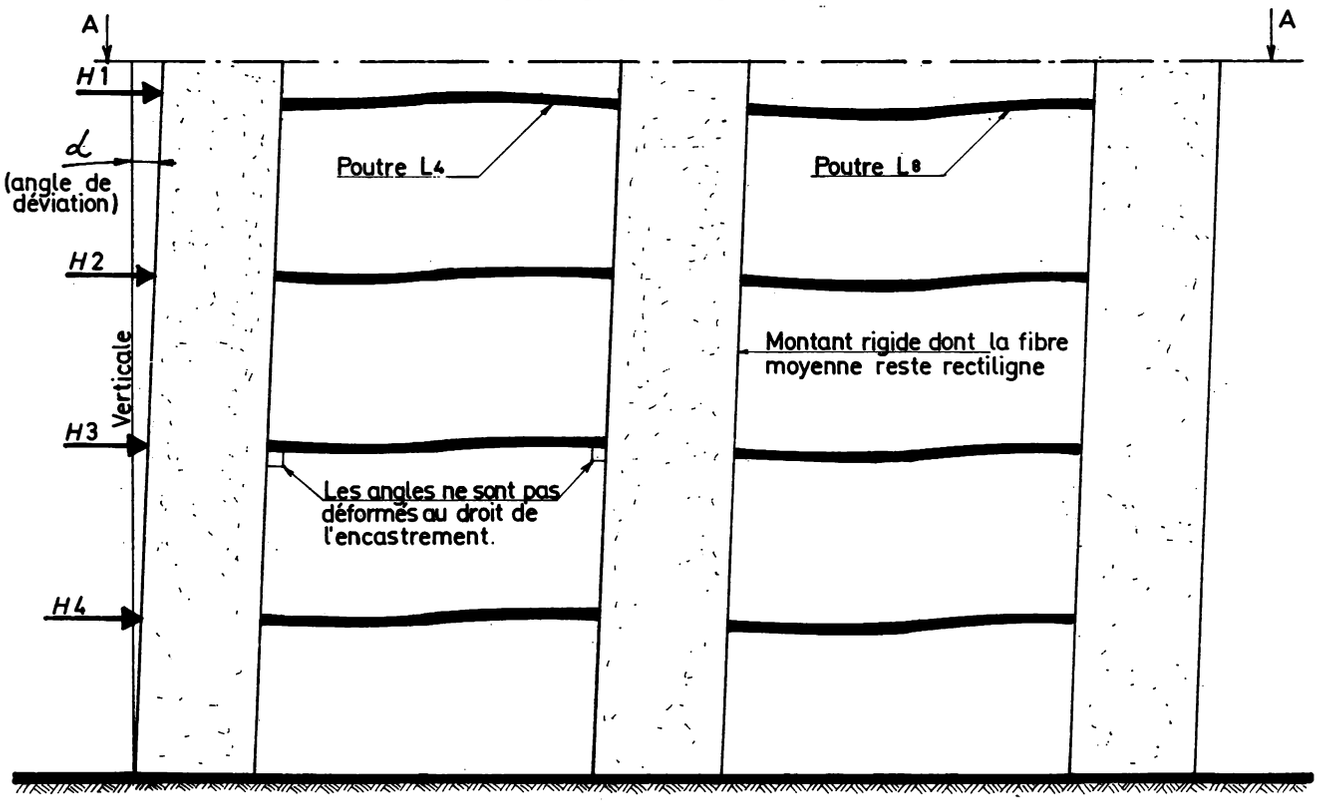


FIG. 2

14. POUTRES EN B.A.

1 Problèmes posés au constructeur par les poutres

Prenons un exemple : un étage quelconque dans un immeuble.

Le constructeur est conduit à prévoir :

1.1 La transmission des charges verticales résultant du poids des éléments constituant la construction (*fig.* 1) :

- les murs de façades ou de refends;
- les cloisons;
- les planchers;
- les escaliers, etc.;

ainsi que **les surcharges d'exploitation.**

1.2 La transmission des poussées horizontales (vent ou autres causes, dissymétrie, poussées des terres) (*fig.* 2, 3 et 4)

1.3 Les liaisons sur appuis isolés (poteaux) **ou sur appuis continus** (murs)

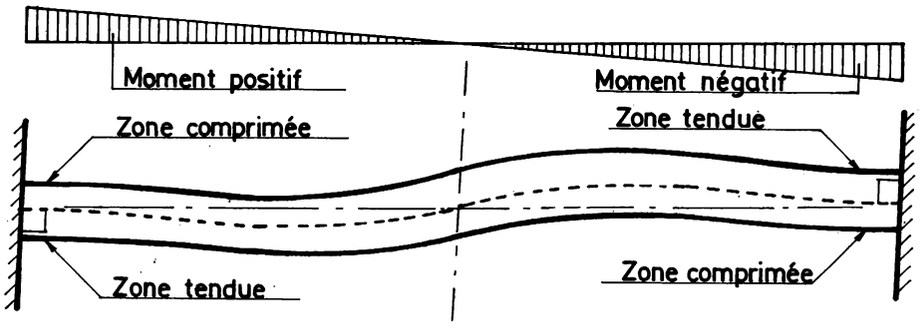
1.4 La conception et la détermination des diverses sections des poutres en B.A. suivant **le rôle et le fonctionnement** des éléments constitutifs (béton et acier).

1.5 L'exécution des ouvrages

- le coffrage;
- l'armature;
- le bétonnage;
- le décoffrage.

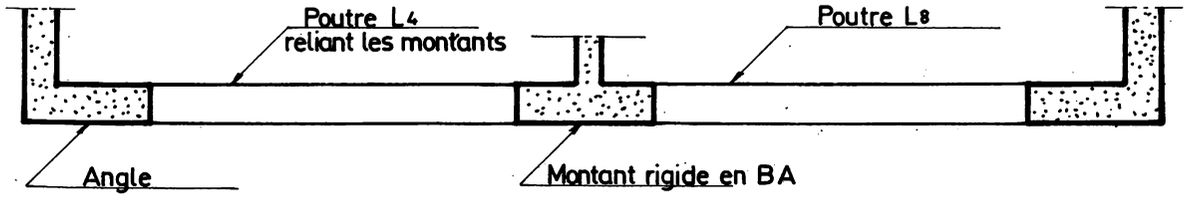
1.6 La stabilité et la résistance mécanique des ouvrages élémentaires associés : poteaux, poutres, planchers.

Diagramme des moments fléchissants dans les poutres L_4 et L_8



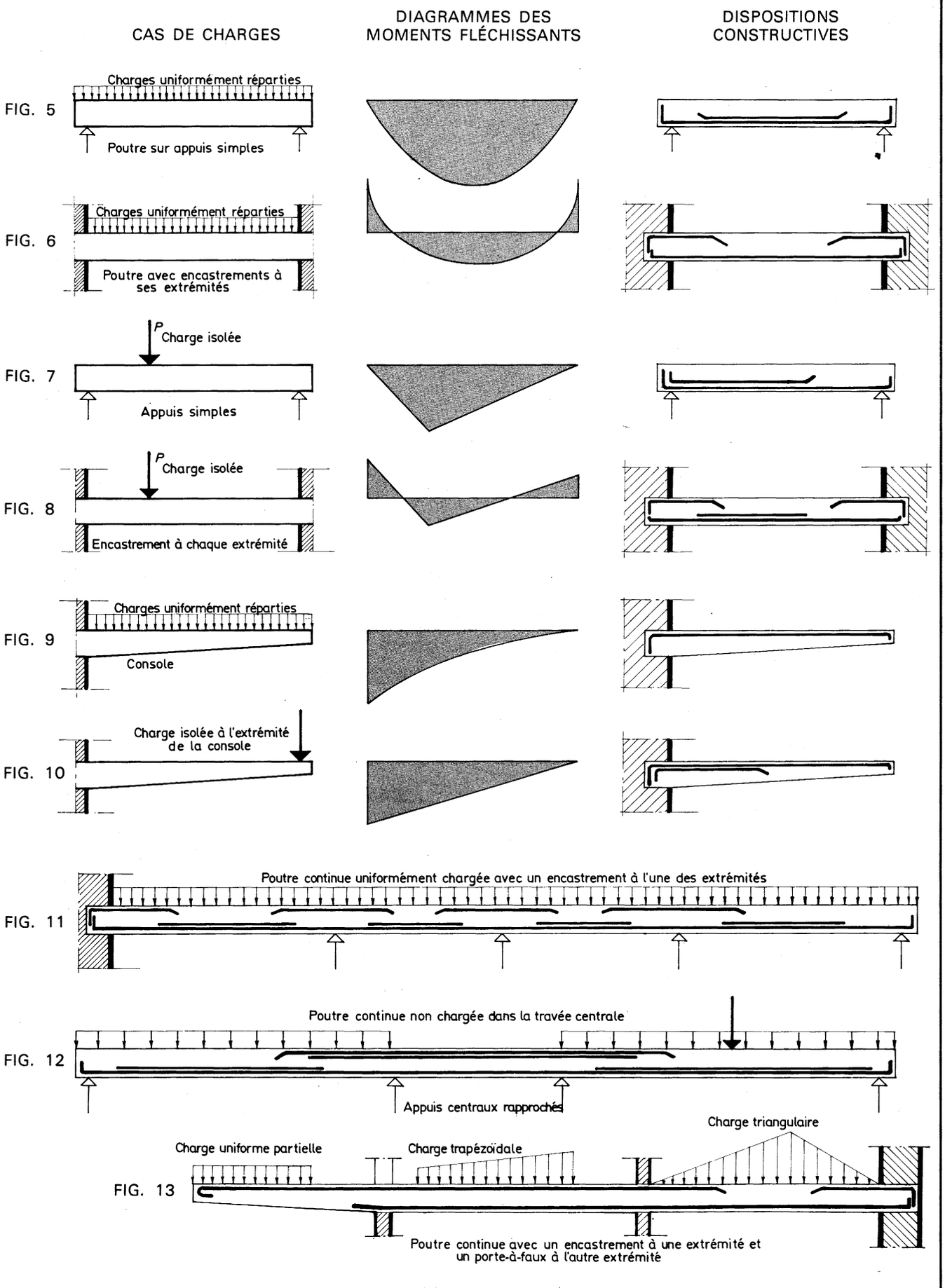
Déformation de la poutre non sollicitée par des charges verticales

FIG. 3



Coupe A

FIG. 4



SCHÉMAS DE PRINCIPE

2 Quels sont les appuis rencontrés ?

2.1 Les actions des appuis sur les poutres influencent leur fonctionnement (voir les **schémas de principe**, *fig.* 5 à 13)

Il y a lieu de distinguer la poutre :

- sur appuis libres à chaque extrémité;
- avec encastrement à chaque extrémité;
- avec un encastrement et l'autre extrémité libre;
- avec encastrement à une seule extrémité (console);
- sur appuis multiples : poutre reposant sur plusieurs poteaux ou plusieurs murs, ou plusieurs puits (*fig.* 14 à 19);
- sur semelle de répartition si le mur ne résiste pas à un effort trop localisé (*fig.* 20).

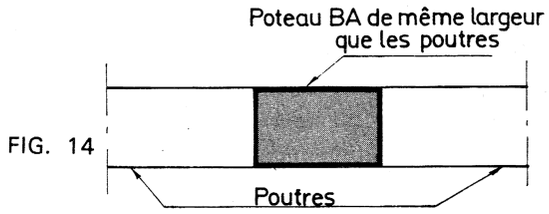


FIG. 14

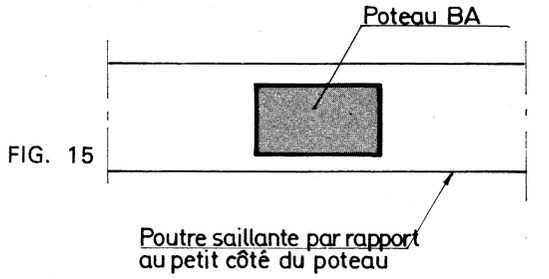


FIG. 15

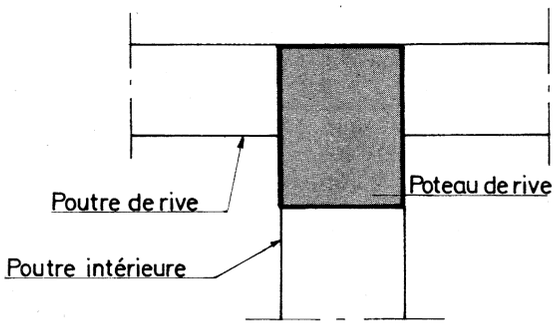


FIG. 16

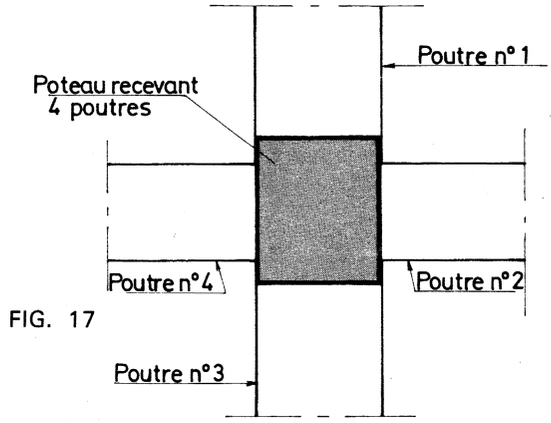


FIG. 17

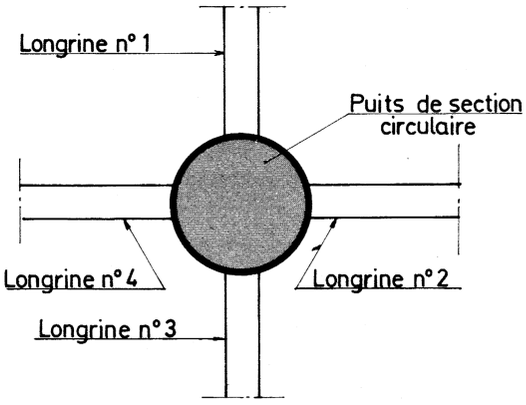


FIG. 18

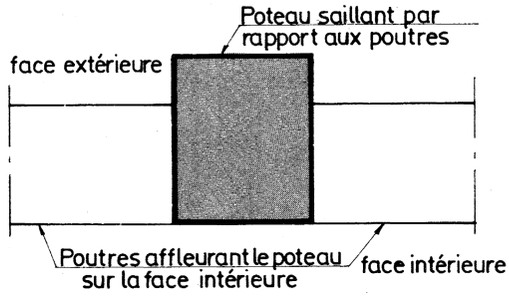


FIG. 19

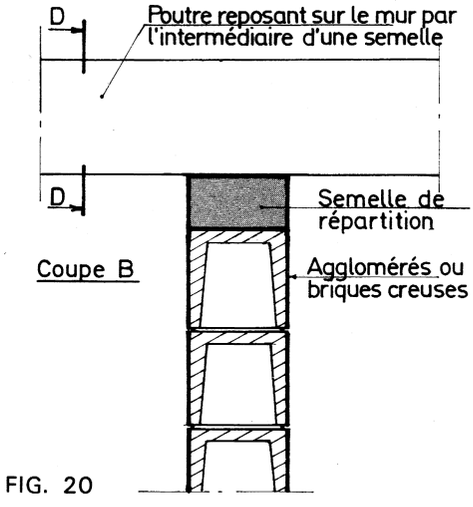
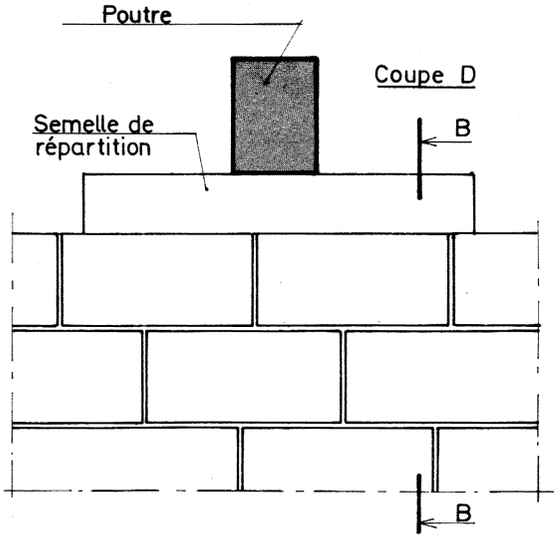


FIG. 20



2.2 Les appuis rencontrés peuvent être

- en maçonnerie de moellons, d'agglomérés pleins ou creux;
- en béton (*fig.* 21);
- en béton armé avec ou sans armature en attente (*fig.* 22 à 24);
- de formes diverses suivant les nécessités de la construction (*fig.* 25 à 28).

Croisement de poutres : la poutre A est porteuse
la poutre B est portée

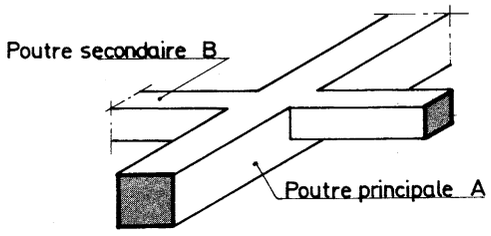


FIG. 21

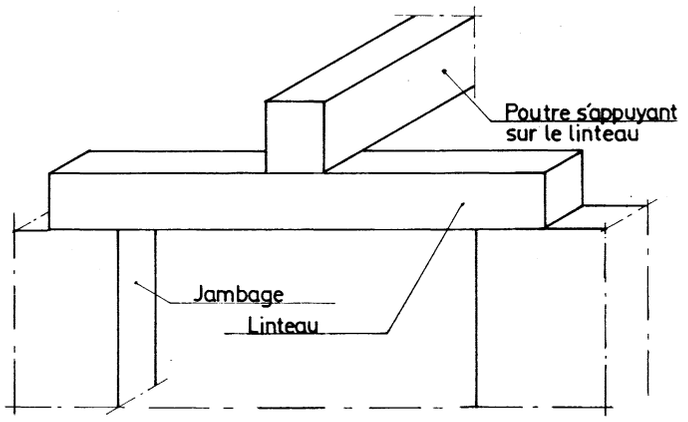


FIG. 22

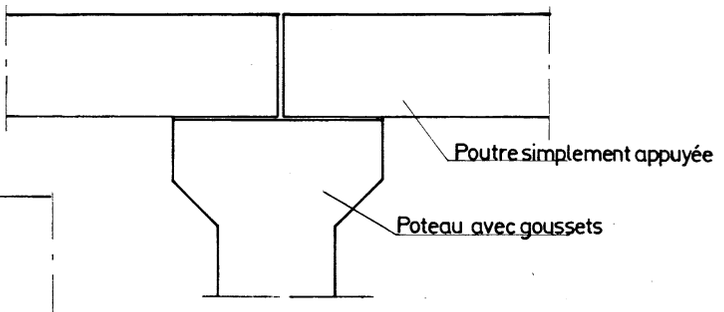


FIG. 23

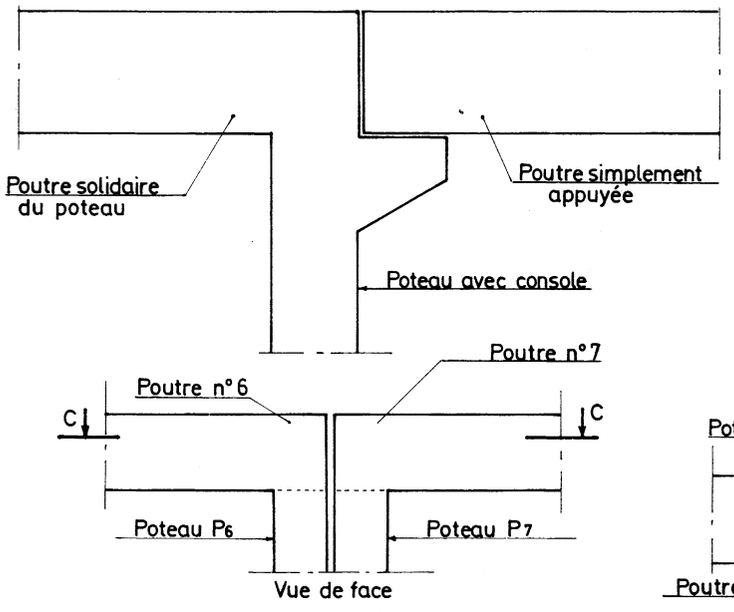


FIG. 25

FIG. 24

Poutre avec joint de dilatation et retrait

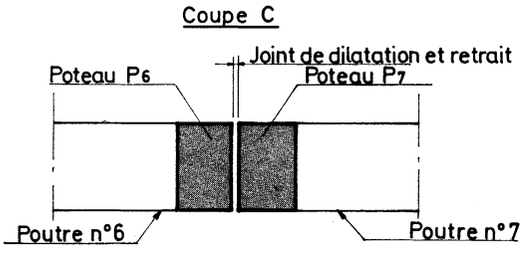


FIG. 26

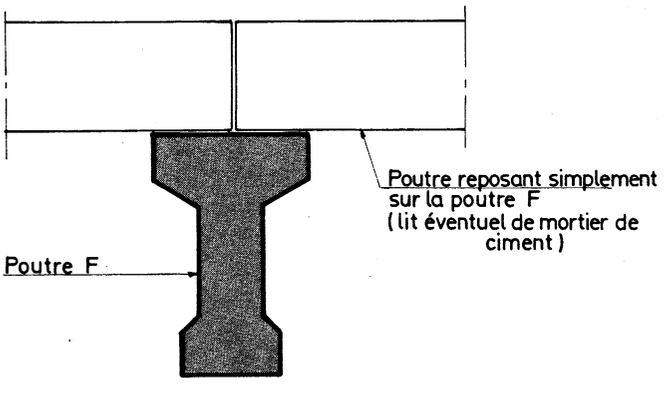


FIG. 27

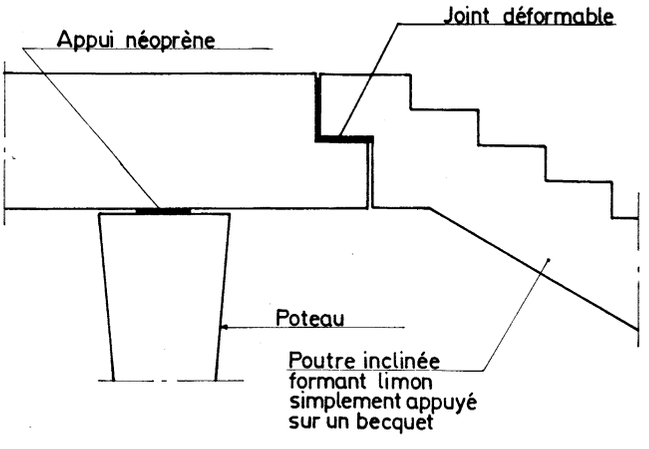


FIG. 28

3 Quelles sollicitations ?

Les poutres sont soumises :

- **aux charges permanentes,** celles des masses propres des éléments intervenant;
- **aux surcharges** fixées suivant les conditions d'exploitation et majorées de 20 %.

Exemple : si un plancher reçoit une surcharge de masse égale à 200 kg/m², on prend :

$$200 \times 1{,}20 = 240 \text{ kg/m}^2.$$

- **aux surcharges climatiques :** neige et action du vent;
- **aux effets de la température et du retrait.**

4 Comment fonctionne une poutre ?

4.1 Matériel pour expérimenter

4.11 - Lamelles de bois (L = 1 000 mm) disposées les unes sur les autres (*fig.* 29).

NOTA : Des traits verticaux sont tracés tous les 100 mm. Des trous, dans l'axe des lamelles, tous les 200 mm, sont prévus pour y placer des pointes.

4.12 - Chevrons de 20 cm de haut reliés par un fil souple (*fig.* 30).

5.13 - Poutre en treillis (*fig.* 31) constituée par :

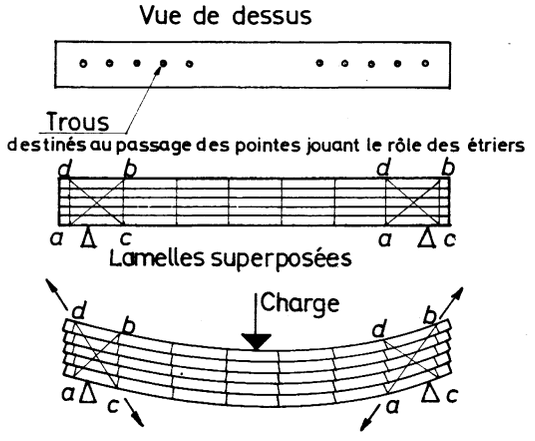
- une membrure supérieure;
- une membrure inférieure;
- des montants verticaux;
- des diagonales en fil recuit et torsadé;
- des encoches sur les membrures.

Cette poutre est de longueur quelconque > 1,50 m.

4.2 Observations et constatations

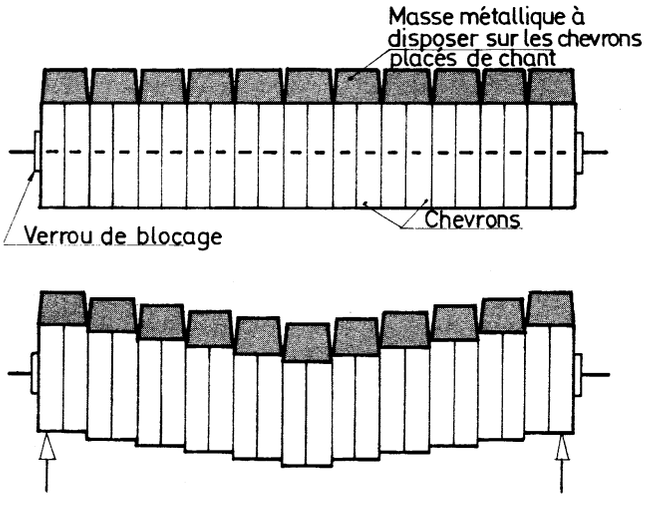
Après disposition de charges verticales sur les 3 maquettes (*fig.* 29 à 31) :

- **la fibre moyenne** prend une forme courbe;
- **les extrémités des poutres** reposant sur appuis libres ont tourné;
- **la flèche** est maximale au milieu de la portée;
- **la fibre supérieure** s'est raccourcie : *compression*;
- **la fibre inférieure** s'est allongée : *traction*;
- une fibre n'a pas varié, c'est la **fibre neutre;**
- **les diagonales** de la poutre en treillis (en traits forts) sont **tendues** (T);
- celles en traits fins sont **détendues** (C) car elles subissent un effort de compression (*fig.* 31);
- les repères sur les lamelles sont décalés : **glissement longitudinal;**
- les sections matérialisées par des chevrons ont glissé : **glissement vertical;**
- les pointes, logées dans les trous prévus, empêchent le glissement longitudinal, justifiant ainsi le rôle des **cadres.**



La mesure des diagonales *ab* est plus grande.
La mesure des diagonales *ed* est plus courte.

FIG. 29



Glissement relatif des sections après chargement.

FIG. 30

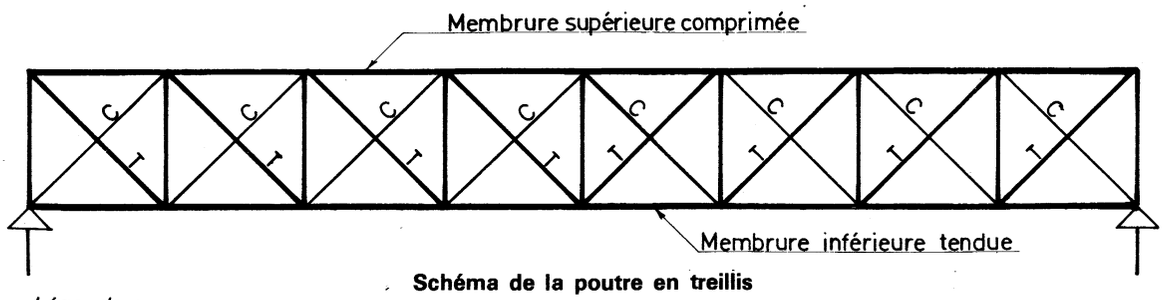


Schéma de la poutre en treillis

Légende :
Élément tendu : T
Élément comprimé : C

FIG. 31

4.3 Vérification sur une poutre en béton armé (*fig.* 32)

La poutre faiblement armée, en partie inférieure seulement, repose sur 2 appuis.

Après chargement jusqu'à rupture, les constatations et observations sont portées sur le croquis et confirment les résultats expérimentaux des maquettes après essais (*fig.* 33 et 34).

4.4 Règles de construction (revoir *fig.* 5 à 13)

Il s'agit de placer des aciers dans les zones de béton tendu où le béton est défaillant :

- **barres longitudinales** qui résistent à l'effort de traction;
- **barres transversales** qui résistent aux efforts de cisaillement.

Dans les cas où le béton comprimé ne suffit pas, il est renforcé par des aciers comprimés.

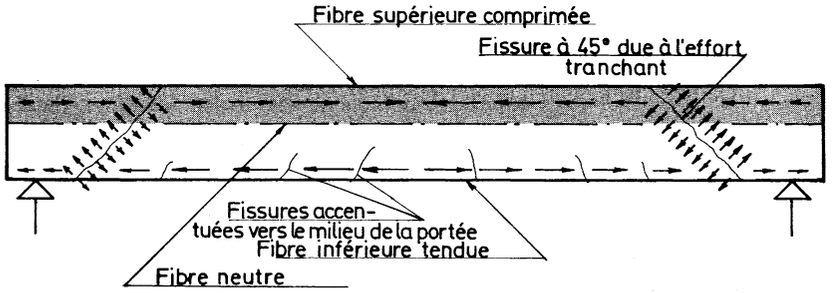


FIG. 32. – Poutre en béton armé soumise à l'essai de chargement.

5 Principes et hypothèses

- Les allongements du béton et de l'acier sont égaux du fait de l'adhérence.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs, car il est fissuré.
- Les sections d'acier sont remplacées, dans les calculs, par des sections fictives de béton n fois plus fortes :

$$n = 15.$$

- Les sections planes avant déformation sont supposées planes après déformation (hypothèse de Navier).
- Le diagramme des efforts intérieurs dans une section est triangulaire (*fig.* 36 à 42).

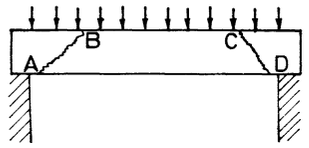


FIG. 33. – Fissures inclinées environ à 45° en AB et CD.

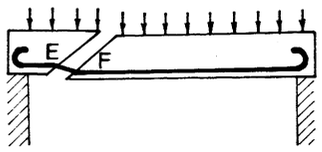


FIG. 34

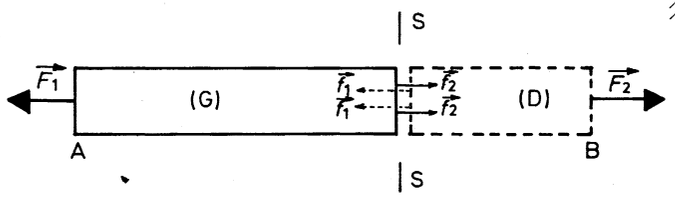


FIG. 35

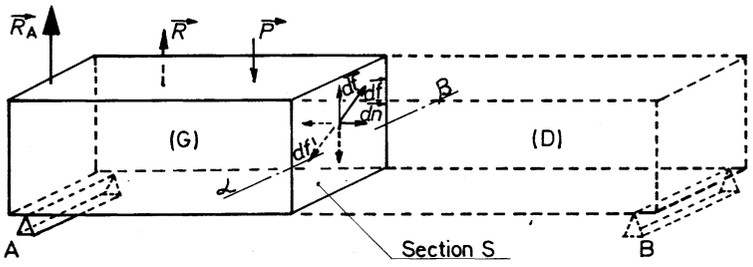


FIG. 36

$\overrightarrow{df} = \overrightarrow{dn} + \overrightarrow{dt}$.

df est la force élémentaire exercée par la partie gauche (G) sur la partie droite (D).

df' est la force élémentaire exercée par la partie droite (D) sur la partie gauche (G).

Le principe de l'égalité des actions réciproques implique $\overrightarrow{df} = -\overrightarrow{df'}$.

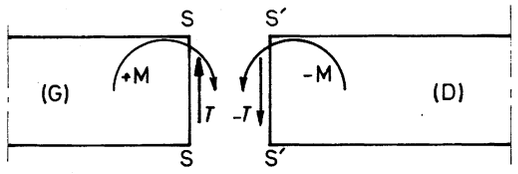


FIG. 37

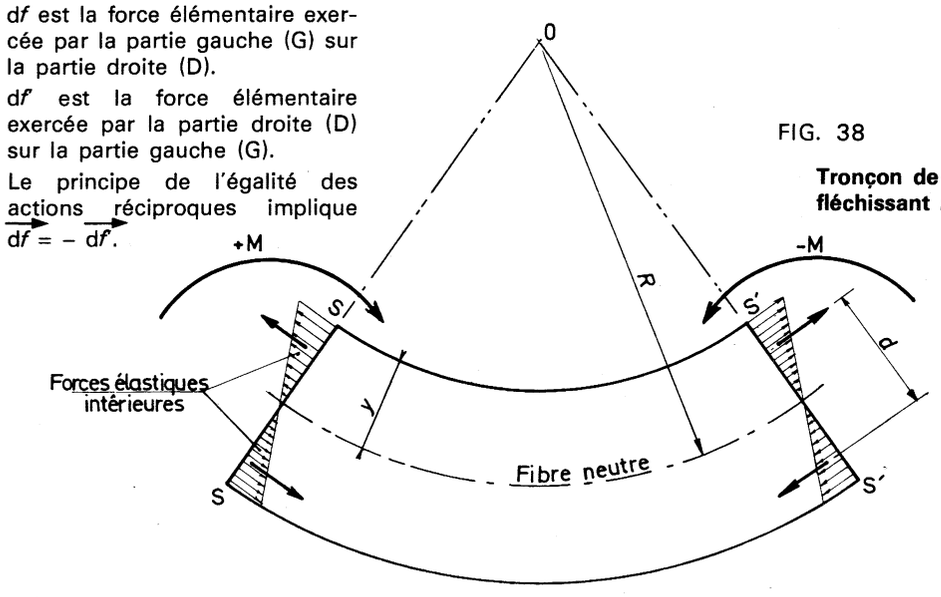


FIG. 38

Tronçon de poutre soumis à l'action d'un moment fléchissant *M*.

Les forces intérieures élastiques s'opposent à la rotation provoquée par le moment extérieur M en constituant un couple opposé de valeur algébrique $-M$.

La fibre neutre ne subit pas de contrainte normale ; les contraintes les plus fortes s'exercent sur les fibres extrêmes, à une distance y de la fibre neutre.

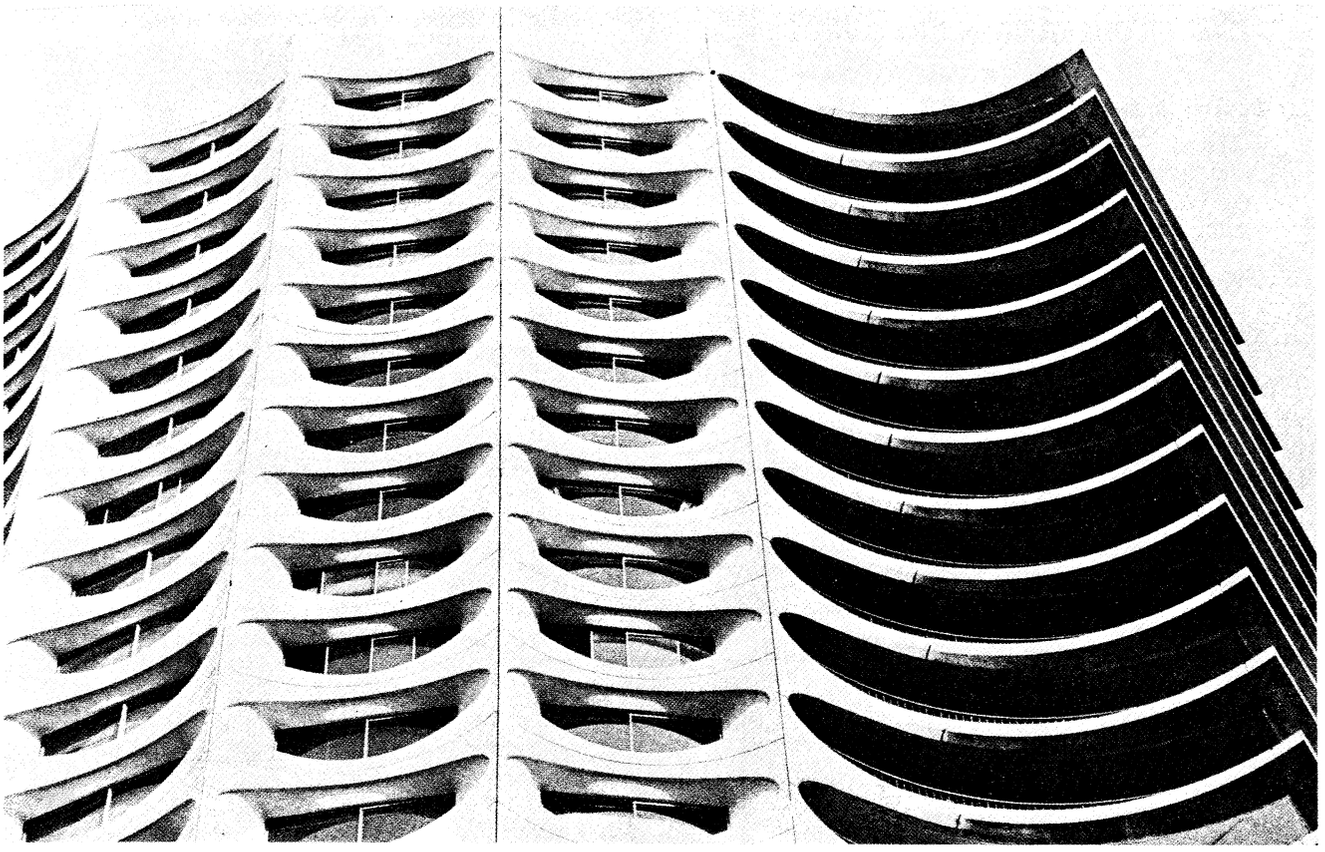
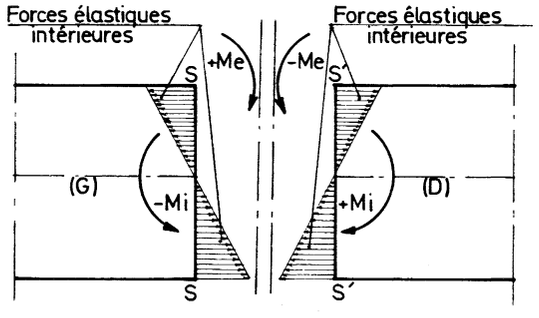


FIG. 39 *(Document C.L.F. Ciments LAFARGE-France.)*



Chaque élément de l'une des sections (*S* ou *S'*) reçoit l'action de l'autre tronçon de la poutre.

M_e : moment extérieur
M_i : moment intérieur provenant des forces élastiques

FIG. 40

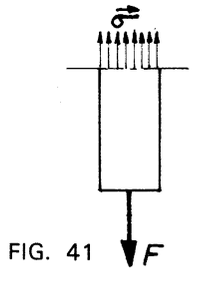


FIG. 41

Notion de contrainte :

Soit une éprouvette métallique de section *S*, sollicitée par une force *F*. La force exercée sur chaque mm² de section est σ.

L'équilibre statique exige :

$$F + S\sigma = 0$$

Ainsi $\sigma = \frac{F}{S}$ est appelée *contrainte normale*. Il s'ensuit que *n* est une force élémentaire intérieure.

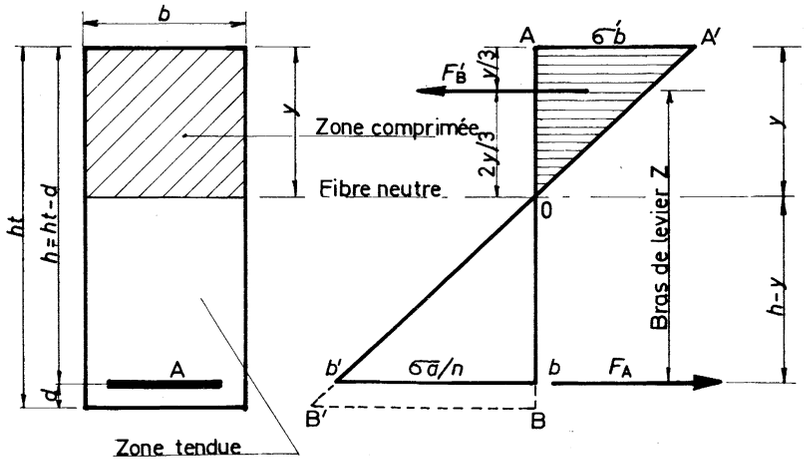


FIG. 42

6 Formes et dimensions des poutres

1° **Poutres de section :**

- carrée;
- rectangulaire;
- en forme de T, L, Γ, I, U (*fig.* 49 à 54);
- trapézoïdale (*fig.* 48).

2° **Poutres très hautes et très étroites :**

h = 2,50 m, e = 0,15 m

pour les poutres-cloisons.

Les poutres plates sont coûteuses et flexibles.

3° **Estimation de la hauteur et de la largeur** ; en moyenne, on prend : h = 1/12 à 1/15 de la portée pour les poutres des planchers d'habitation.

La largeur est souvent choisie de façon à pouvoir loger les aciers :

- si l est la largeur l/h ≃ 0,40 à 0,50.
- h est la hauteur

4° **Poutres avec gousset :** pente < 1/3.

5° **Poutres-consoles** de section variable (revoir *fig.* 9 et 10).

6° **Poutres incorporées** dans l'épaisseur d'une dalle épaisse (voir thème « les planchers »).

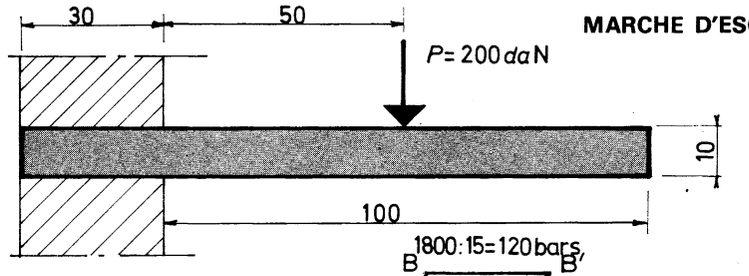


FIG. 43

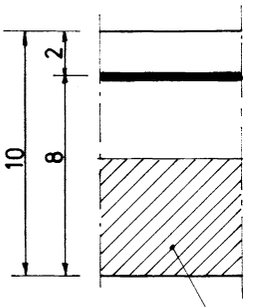


FIG. 44

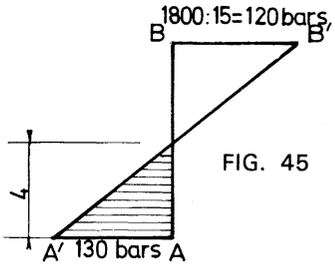
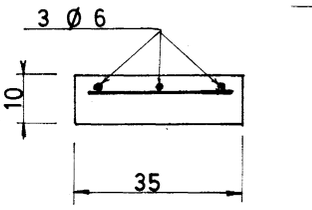


FIG. 45



Section transversale

FIG. 46

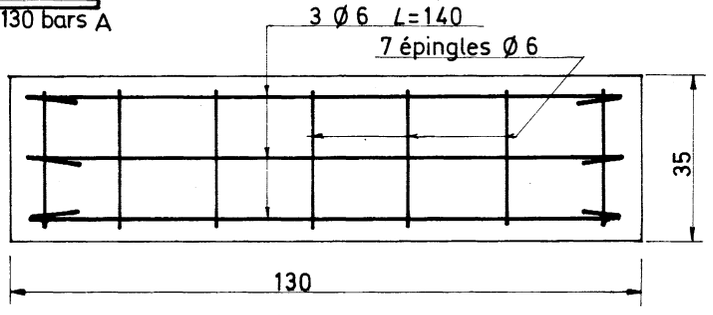


FIG. 47

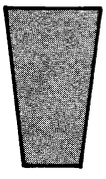


FIG. 48

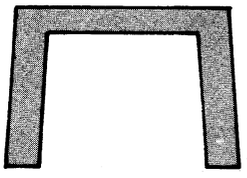


FIG. 49

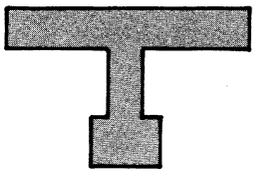


FIG. 50

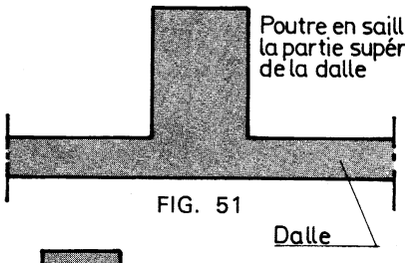


FIG. 51

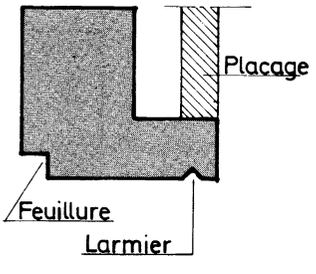
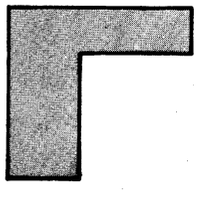


FIG. 52



Poutre en L

FIG. 53

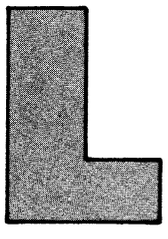
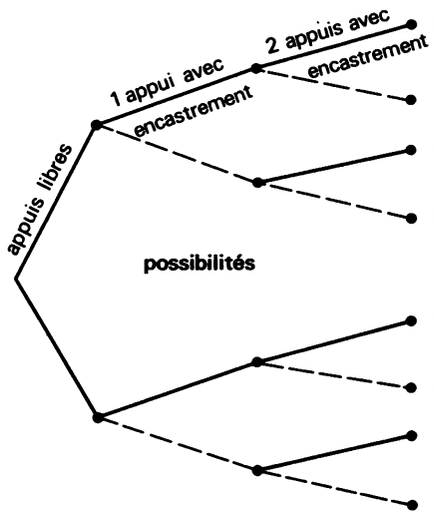


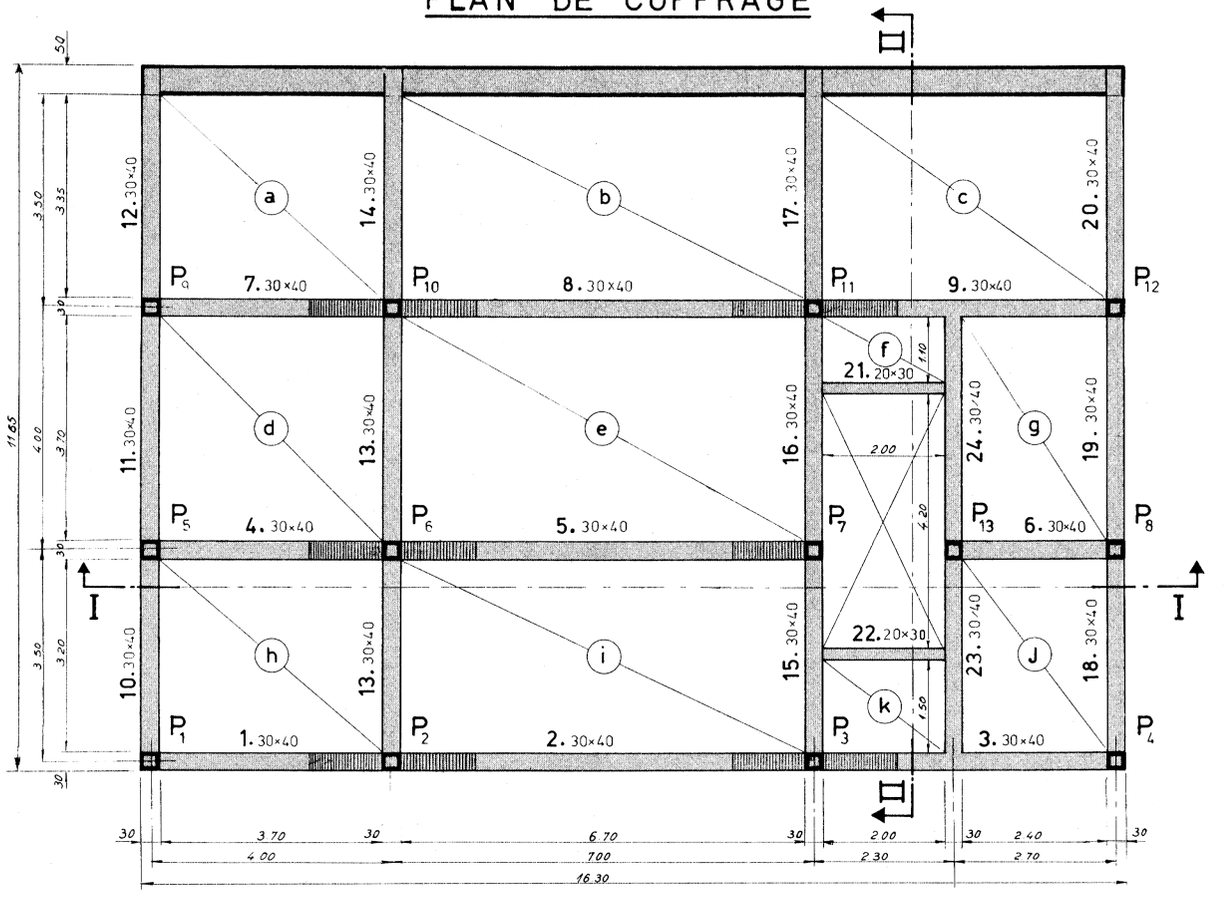
FIG. 54

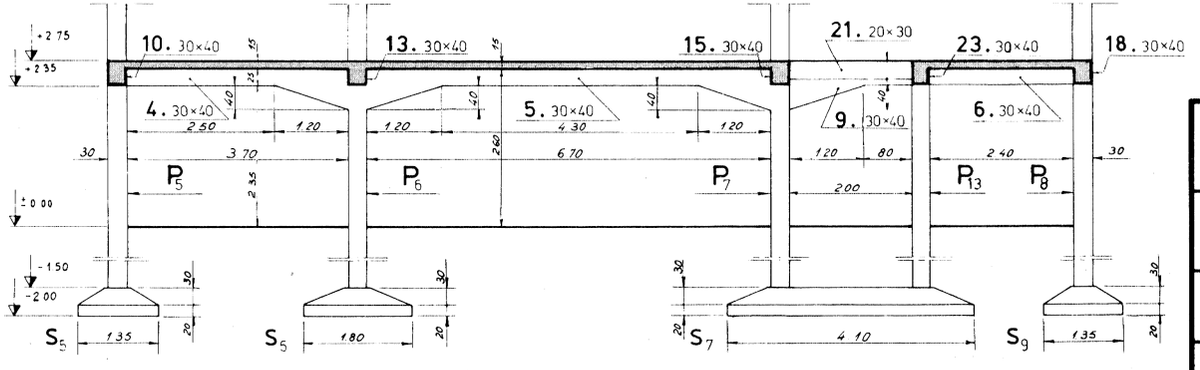
Sections de poutres

QUESTIONNAIRE SUR LES POUTRES

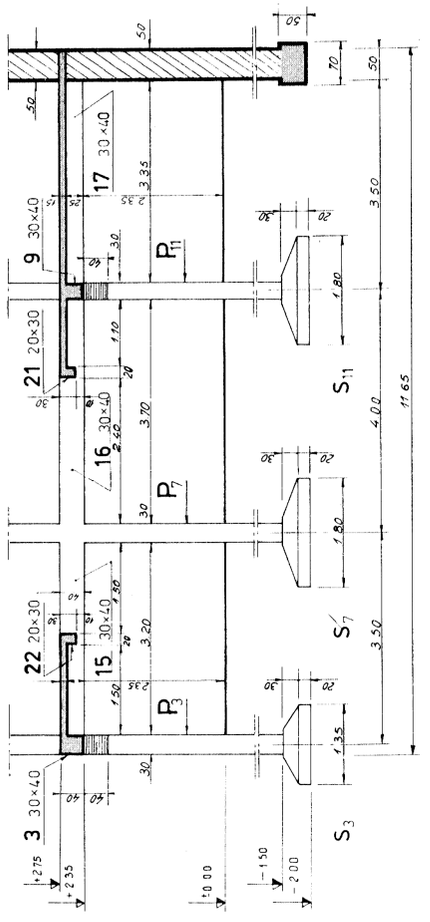
Questions :	Réponses :
	Cas des planchers. 1 appui libre, 1 appui avec encastrement. Cas des poutres sur plusieurs appuis (*fig.* 11). Appuis libres (*fig.* 5 et 7). 2 appuis avec encastrement et 1 appui type console (*fig.* 13). 1 appui avec encastrement (*fig.* 9 et 10). 2 appuis avec encastrement (*fig.* 6 et 8). Ø
1° A l'aide de l'arbre des possibilités, schématisez les différents cas rencontrés dans la construction.	
2° Schématisez les déformations possibles sous l'effet des charges uniformément réparties et disposez les aciers longitudinaux.	Voir les *figures* 5 à 13.
3° Quels sont les éléments porteurs qui peuvent servir d'appui aux poutres?	Ce sont : – les poteaux en B.A.; – les murs en maçonnerie de moellons; – les murs en béton; – les poutres porteuses des poutres secondaires; – les têtes de puits et de pieux.
4° Les surcharges d'exploitation sont affectées d'un coefficient de majoration. Quel est-il?	Le coefficient est de 1,20
5° Après les essais de fonctionnement, quelles sont les principales règles de construction qui régissent l'armature des poutres?	Les aciers longitudinaux sont placés dans les zones tendues. Les aciers transversaux (cadres, étriers, etc.) sont destinés à équilibrer l'effort tranchant.
6° Le béton tendu des poutres est-il pris en compte dans les calculs? Pourquoi?	Non, car le béton tendu est systématiquement fissuré.
7° Tracer le diagramme des efforts intérieurs dans une section de forme rectangulaire soumise à un moment de flexion.	Réponse sur *figure* 42.

PLAN DE COFFRAGE





COUPE I-I



COUPE II-II

Nota : la dalle en B.A. est d'épaisseur constante (15cm)

ATELIERS DU BOCAGE		
BÂTIMENT INDUSTRIEL		
PLANCHER HAUT DU **RDC**		
PLAN N°	**COFFRAGE**	Echelle : 0.02

(Document réduit à 400/1 000 par rapport à l'original.)

7 Coffrage des poutres

Suivant leur emplacement et leur rôle, on distingue dans une construction :

- les poutres de rive;
- les poutres principales;
- les poutres secondaires;
- les poutres avec joint de dilatation.

} voir *fig.* 1 et *fig.* 55.

7.1 Dispositions générales

L'implantation des poteaux et des poutres s'effectue à partir d'un plan de coffrage (ci-contre) qui fournit :

- le numéro de la poutre;
- la section;
- la portée;
- les axes des poteaux et des poutres.

Les hauteurs sont déterminées à partir du trait de niveau tracé à + 1,00 m du sol fini.

Une contreflèche de 1/500 est prévue pour les fonds de moule (*fig.* 56).

Les qualités essentielles résident en :

- la stabilité et la facilité de réglage précis;
- la résistance à la masse propre de l'armature et du béton;
- la résistance aux effets dynamiques (chute du béton au moment du coulage, vibration, etc.);
- l'étanchéité du moule;
- la facilité de décoffrage et de réemplois;
- la rotation des coffrages-outils;
- la sécurité en cours d'exécution.

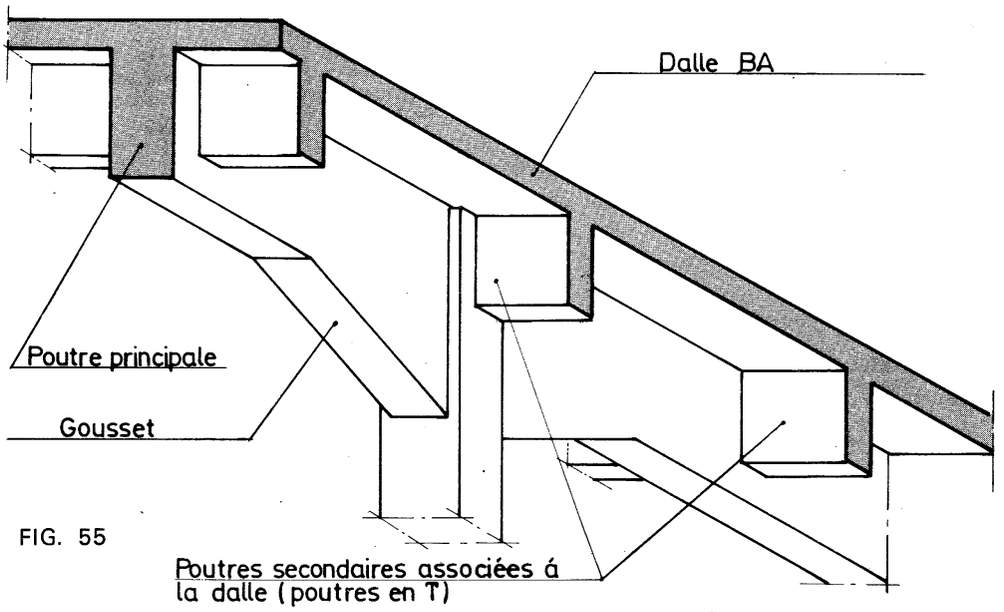


FIG. 55

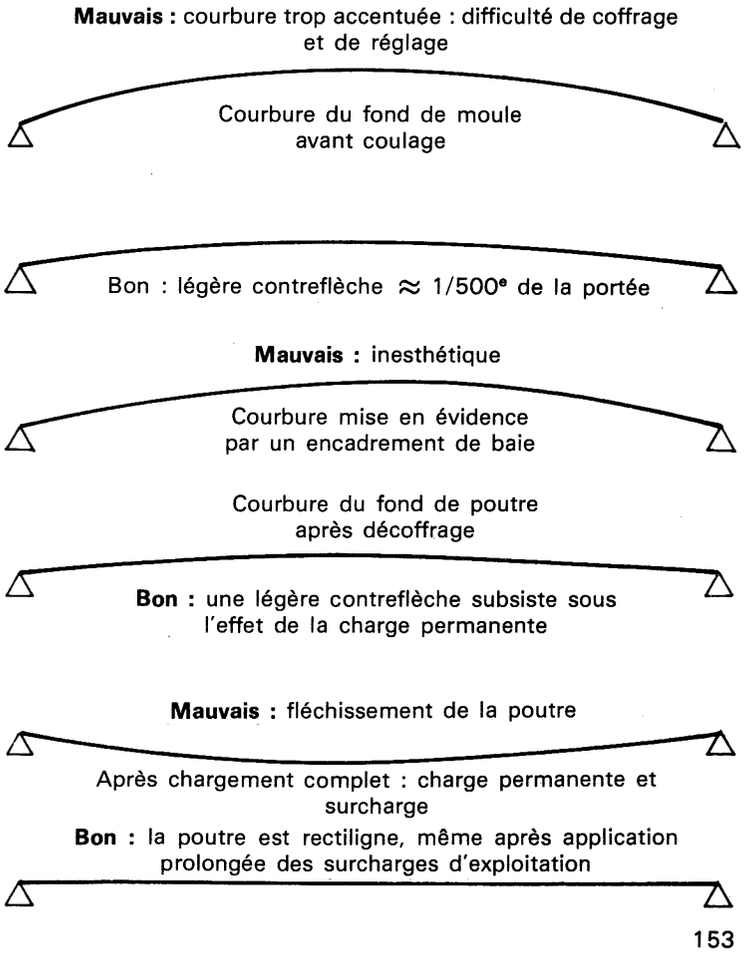


FIG. 56

Constatation : toute poutre accuse une flèche.

Règle pratique : pour obtenir après chargement une surface plane, il faut donner une contreflèche au coffrage du fond de moule, de l'ordre de 1/500e de la portée. Cette contreflèche est en fonction des charges et de l'inertie de la future poutre.

ETRESILLONS

N° 1 Extensible de 0,50 à 0,80 m.
N° 2 Extensible de 0,70 à 1,20 m.
N° 3 Extensible de 1,00 à 1,75 m.

ETAIS

N° 3 bis Extensible de 1,50 à 2,70 m.
N° 4 Extensible de 1,60 à 2,90 m.
N° 5 Extensible de 1,90 à 3,40 m.
N° 6 Extensible de 2,50 à 4,40 m.

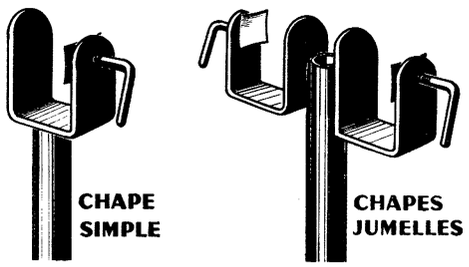


FIG. 57. – **Étai métallique.**
(Documents MAG.)

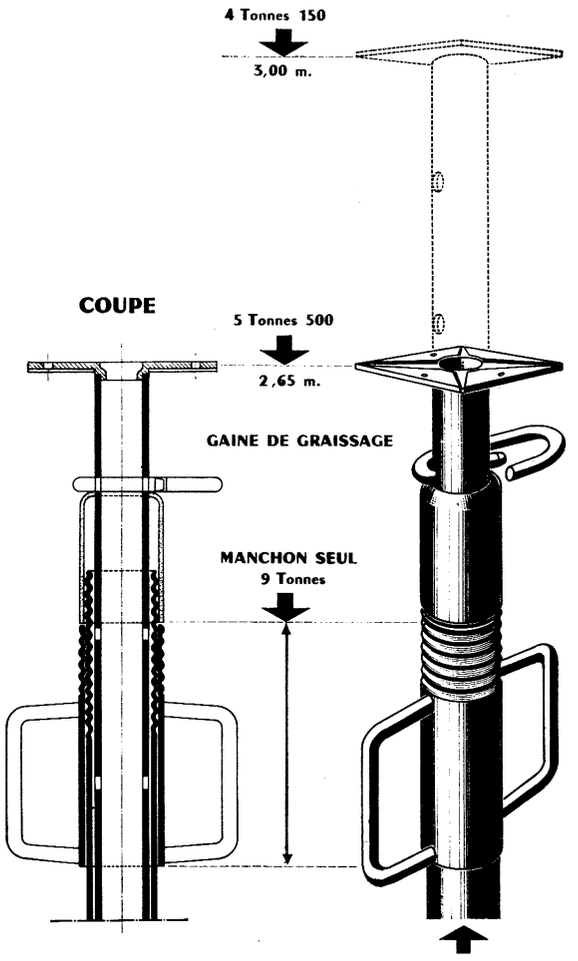
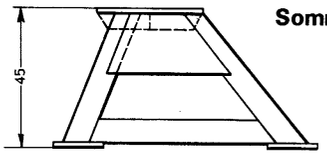
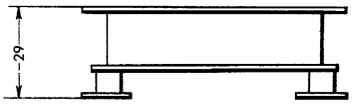
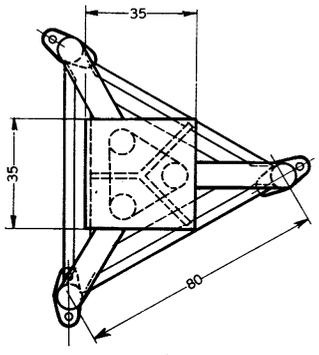


FIG. 58. – **Étai triangulaire SL 40.**
(Documents Sté Ed. LAMBERT et Cie.)

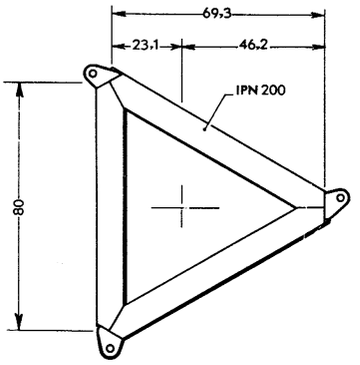


Sommier de l'étai

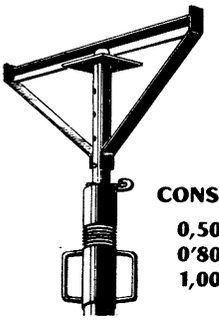




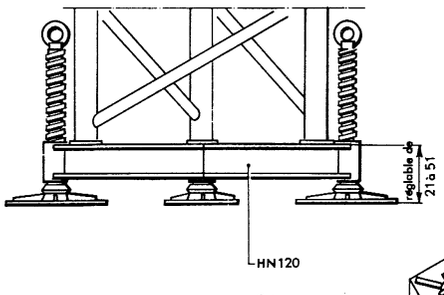
TÊTE PYRAMIDALE

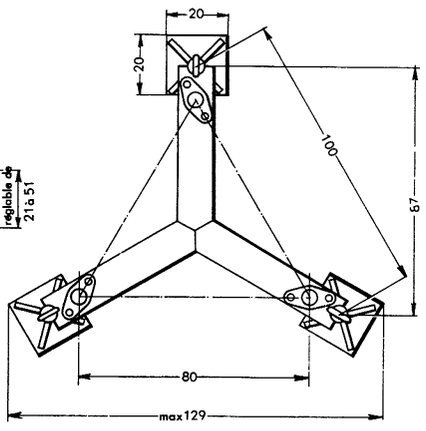


TÊTE PLATE



CONSOLES
0,50 m.
0'80 m.
1,00 m.





Pied de l'étai

7.2 Moyens de coffrage

7.21 - Matériel.

Semelles de répartition sous les étais verticaux.

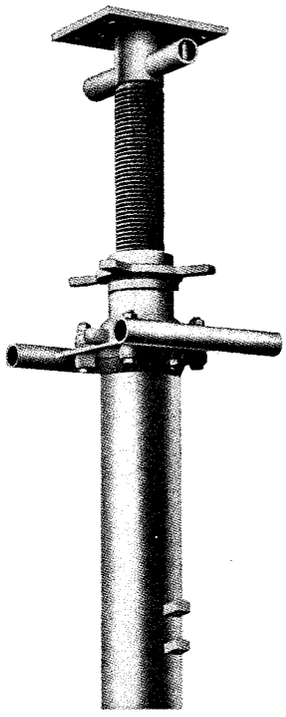
Étais métalliques (*fig.* 57) :

- avec fourches;
- avec consoles amovibles;
- avec chape simple;
- avec chapes jumelées.

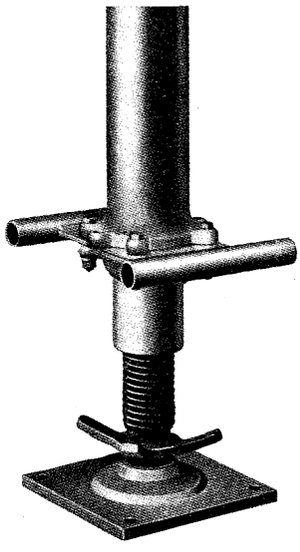
Étais triangulaires pour fortes charges ≈ 42 tonnes avec vérin en pied et en tête (*fig.* 58).

Pylônes : ils sont parfois groupés pour former des tours ou des palées (*fig.* 59 et 60).

FIG. 59. – **Pylône.**



Le pylône peut recevoir une charge de 42 tonnes en tête. Il comporte 3 éléments intermédiaires de 3,00 m, 2,00 m et 1,50 m entre un vérin de tête et un vérin de pied ; le réglage en hauteur se fait par degrés de 50 cm. Le vérin de tête est réglable sur 52 cm et permet ainsi un réglage de hauteur précis au millimètre.



La pièce de base est articulée et comporte une descente supplémentaire de 15 cm. On monte ensemble avec les éléments de tuyau des brides intermédiaires auxquelles on joint les entretoisements d'échafaudage. Encombrement du pylône : 35 × 43 cm seulement. Mesure de la pièce de base : 34 × 34 cm.

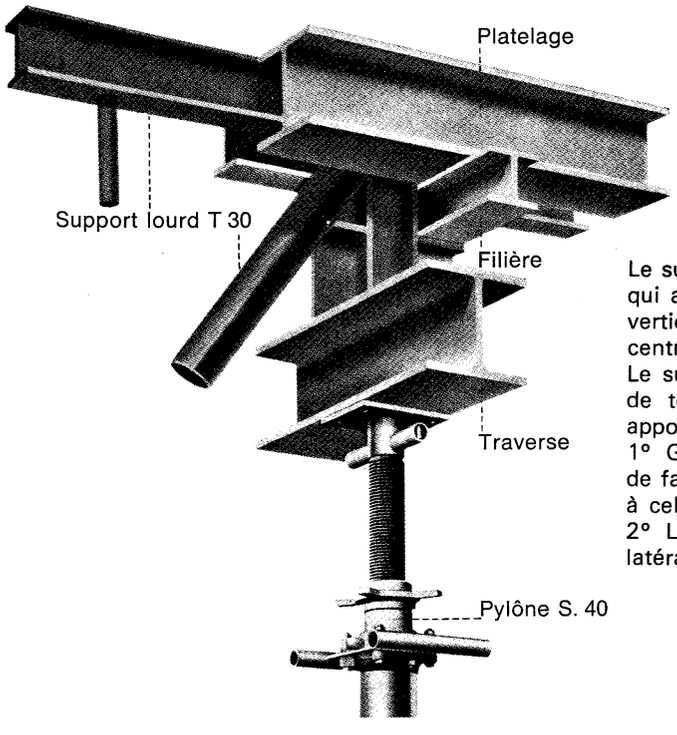


FIG. 60. – Franchissement économique entre palées.

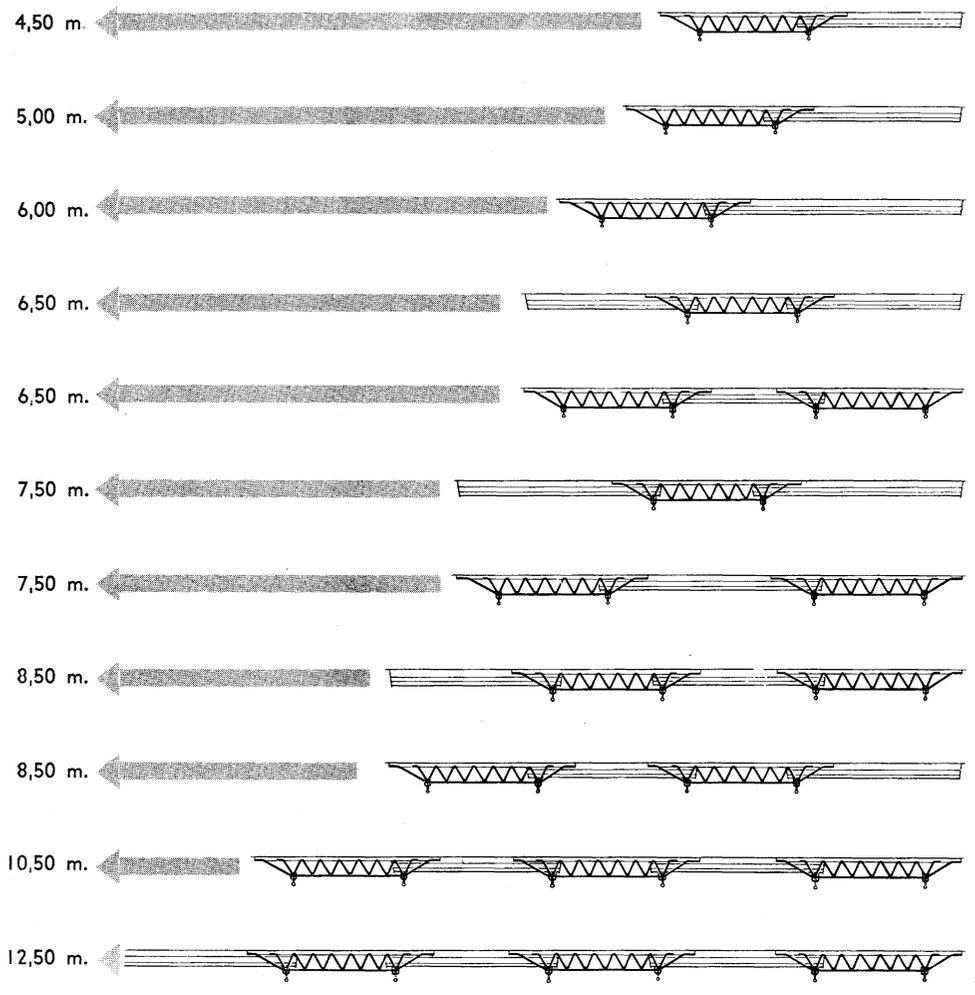
Le support lourd Mannesmann T. 30 comporte une pièce d'appui qui assure une transmission correcte des charges sur les appuis verticaux. Dans le cas d'une inclinaison, on monte une pièce de centrage.

Le support T. 30 peut être boulonné directement sur la platine de tête de l'étai S. 40. Cependant, un profilé comme filière apporte des avantages dans la construction.

1° Grâce à la filière, la capacité des pylônes peut être utilisée de façon optimale, si le nombre des supports ne correspond pas à celui des pylônes S. 40 ;

2° Lors du démontage les supports lourds peuvent être dégagés latéralement ; vous avez ainsi un démontage plus facile.

(Documents MANNESMANN.)



POUTRELLES TÉLESCOPIQUES

FIG. 61. – **Quelques exemples d'assemblage.**

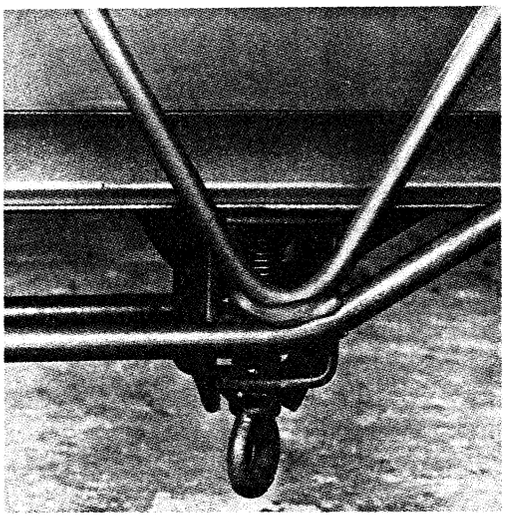


FIG. 62. – Mise à longueur PRÉCISE par simple télescopage des éléments et serrage du boulon.

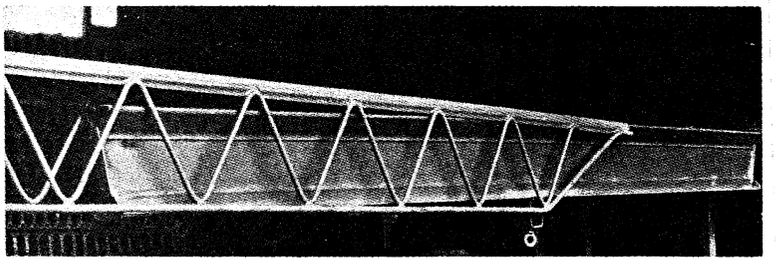


FIG. 63. – Coffrage et décoffrage deviennent des opérations faciles pour main-d'œuvre non spécialisée. En dévissant le boulon, on obtient un décoffrage souple et progressif.

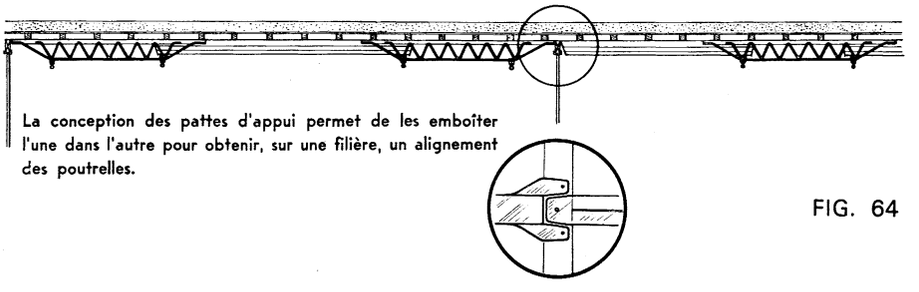


FIG. 64

Poutrelles télescopiques : elles permettent de s'adapter à toutes les portées et les pattes d'appui coniques facilitent le décoffrage (*fig.* 61 à 64).

Accessoires de serrage des joues :

- serre-joint à excentrique (*fig.* 65);
- serre-joint à coincement (*fig.* 66);
- console avec équerre (*fig.* 67);
- verrous de serrage (*fig.* 69 et 70);
- entretoises et tiges de serrage avec filetage (*fig.* 68).

Coffrage métallique constitué par des portiques, c'est-à-dire des ensembles poteaux-poutres (*fig.* 71).

L'assemblage s'effectue par demi-coquilles rendues solidaires par des pinces à montage et démontage à quart de tour.

FIG. 65. – **Serre-joint à excentrique.**

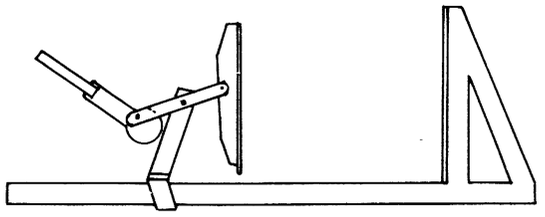
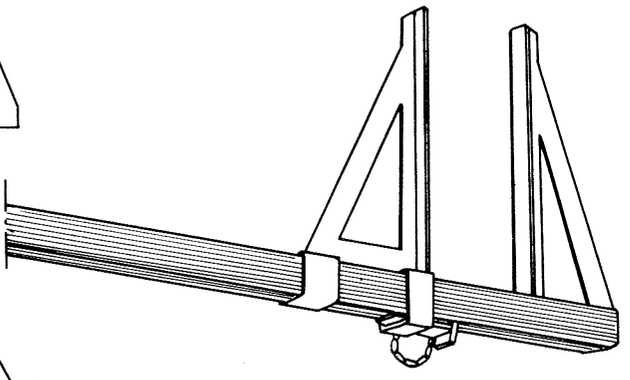


FIG. 66. – **Serre-joint à coincement.**



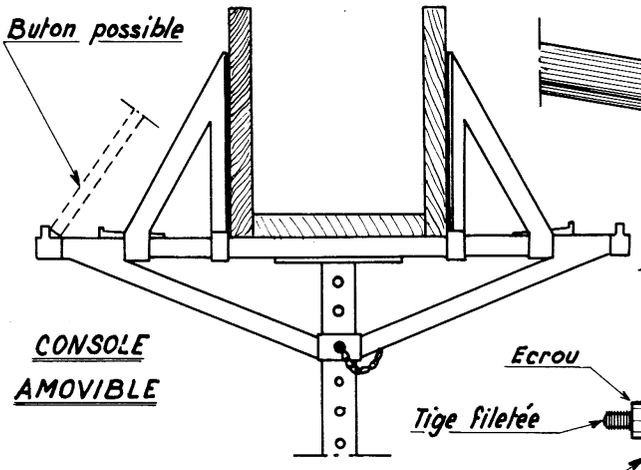


FIG. 67

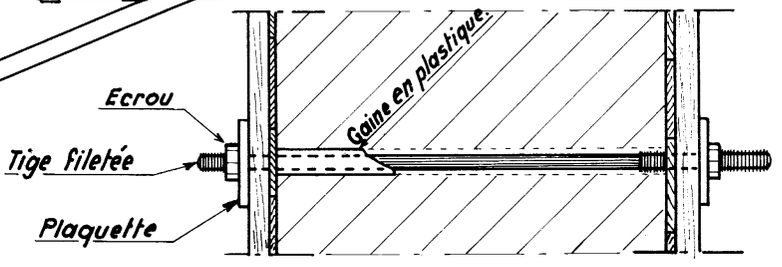


FIG. 68

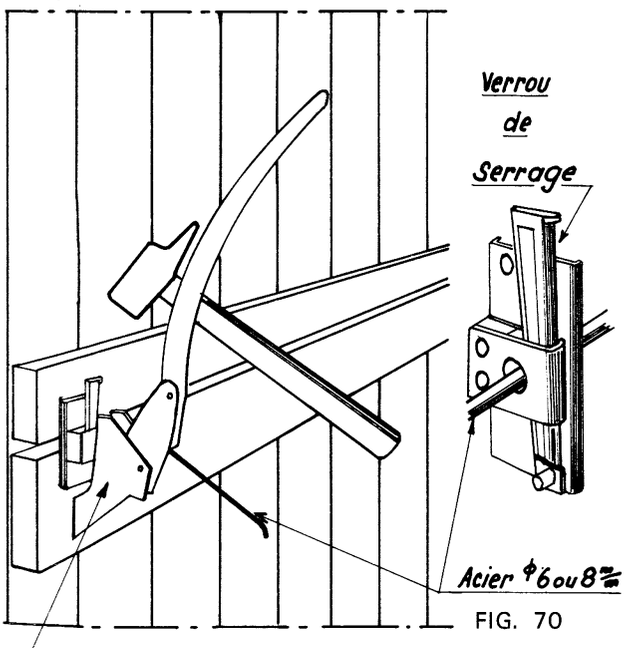


FIG. 70

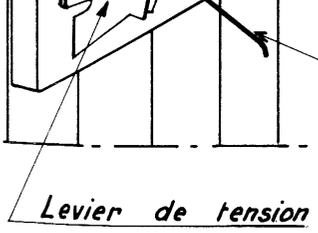


FIG. 69

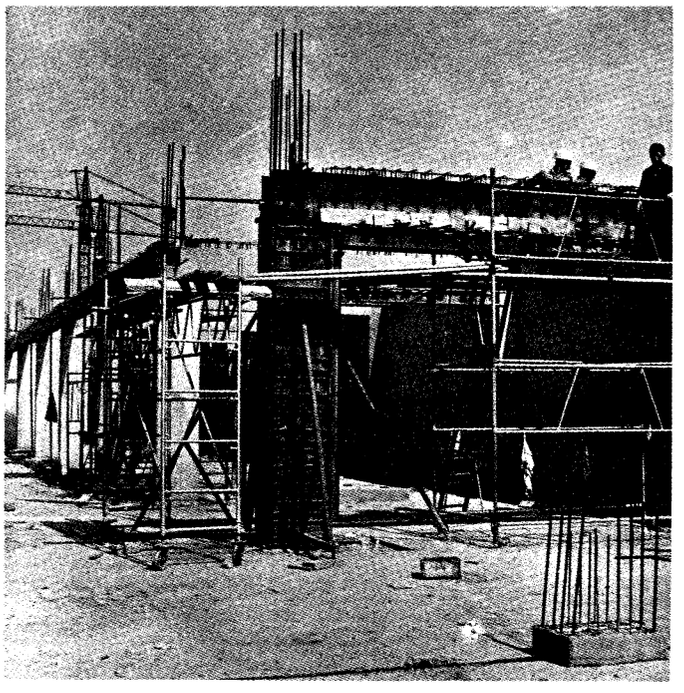
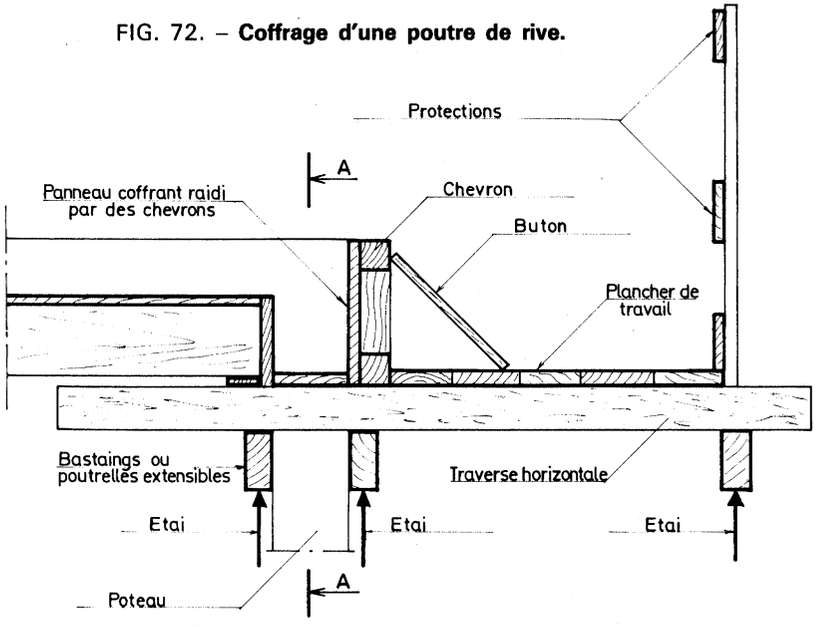


FIG. 71. – **Coffrage monobloc :** demi-portique en reprise sur voile périphérique.

(Document BATIMETAL.)

FIG. 72. – **Coffrage d'une poutre de rive.**



Coupe partielle A-A

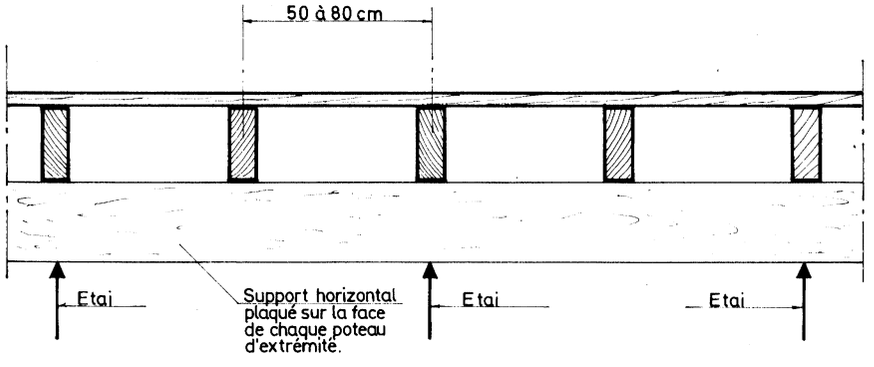
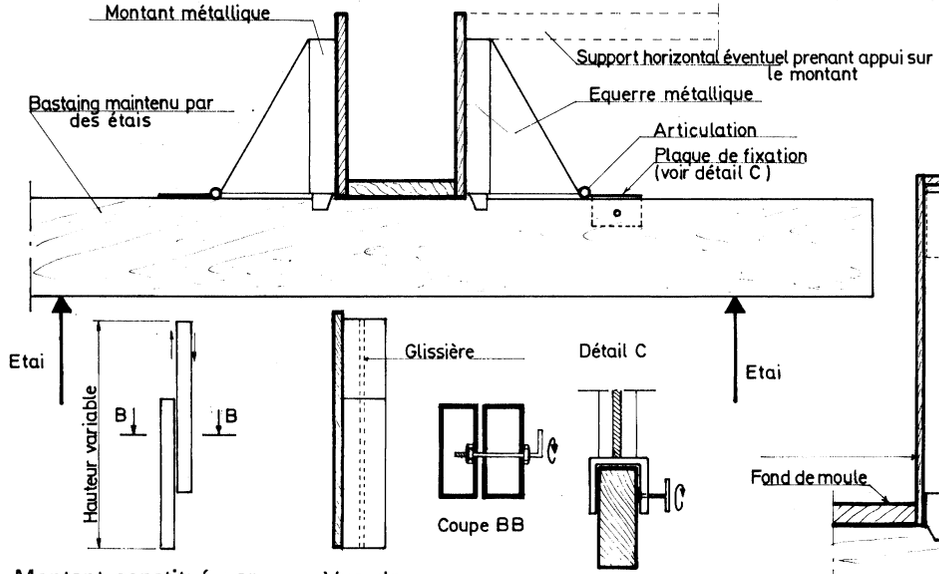


FIG. 73



Montant constitué par des profilés métalliques à hauteur variable

Vue de côté

Détail de fixation de la plaque par serrage latéral

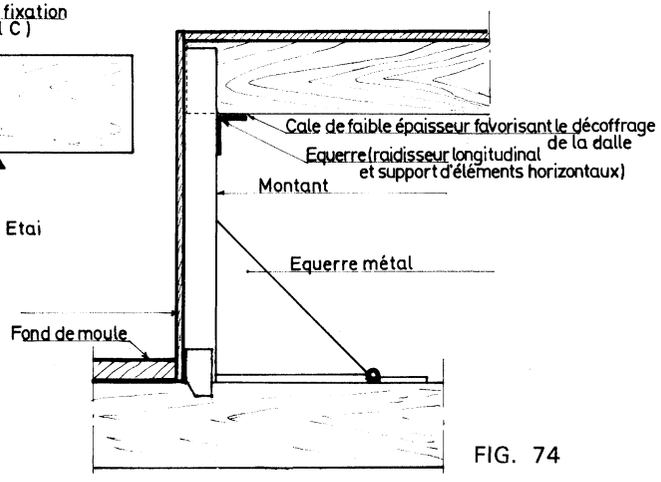


FIG. 74

7.22 - Matériaux.

Contreplaqué bakélisé pour des réemplois nombreux.
Tôle métallique de 2 à 3 mm.

Les raidisseurs longitudinaux ou transversaux peuvent être constitués par :

- des bastings ou des madriers;
- des profilés métalliques en forme de U.

(Voir thème « les coffrages ».)

7.23 - Différents modes de coffrage.

7.231 - Ils varient suivant :

- le matériel disponible dans l'entreprise;
- la nature des travaux :
  - fortes ou petites sections,
  - grandes ou faibles portées,
  - travaux à l'unité, en petite ou en grande série.

7.232 - Les procédés classiques font l'objet des *figures* 72 à 82.

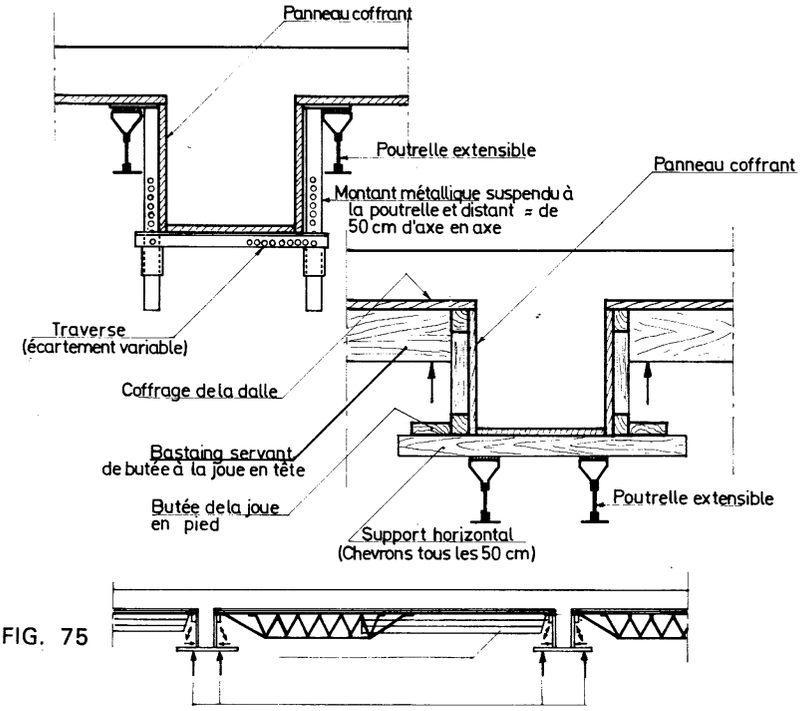
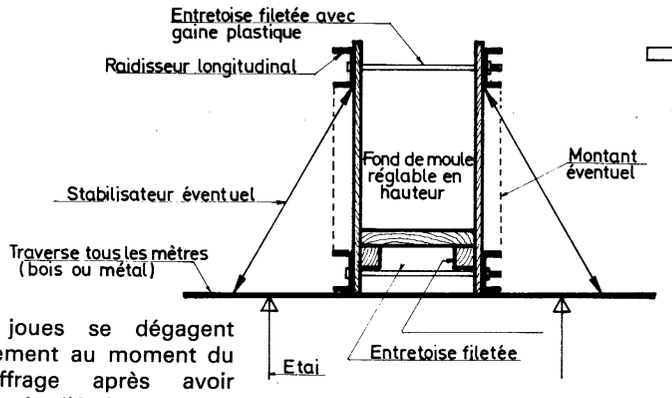
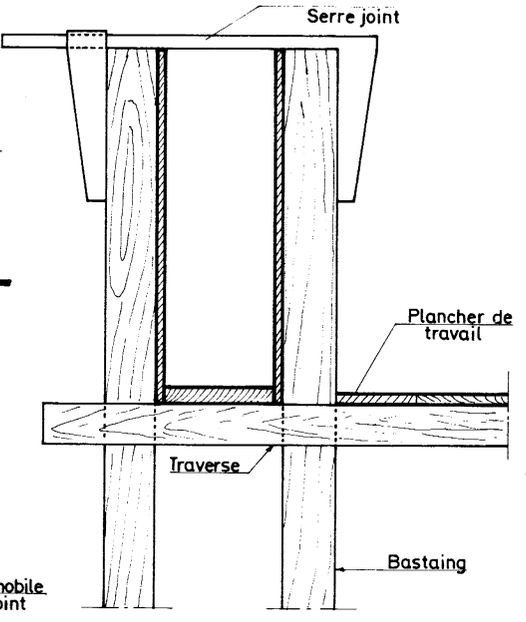


FIG. 75



Les joues se dégagent facilement au moment du décoffrage après avoir effectué l'étaiement du fond de moule.



Poutre élancée (hauteur importante vis-à-vis de la largeur de la section).

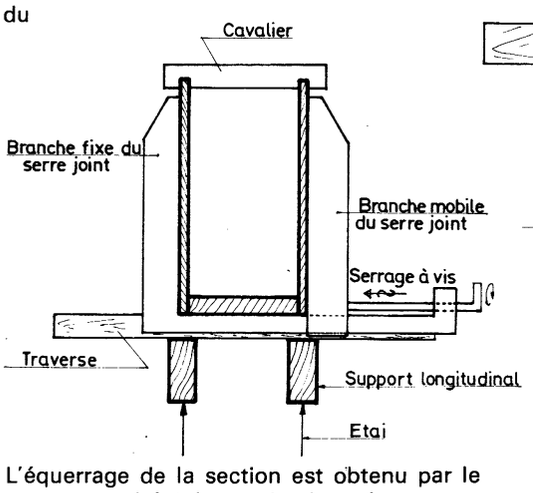


FIG. 76

L'équerrage de la section est obtenu par le serre-joint à grandes branches.

POUTRE A JOINT DE DILATATION

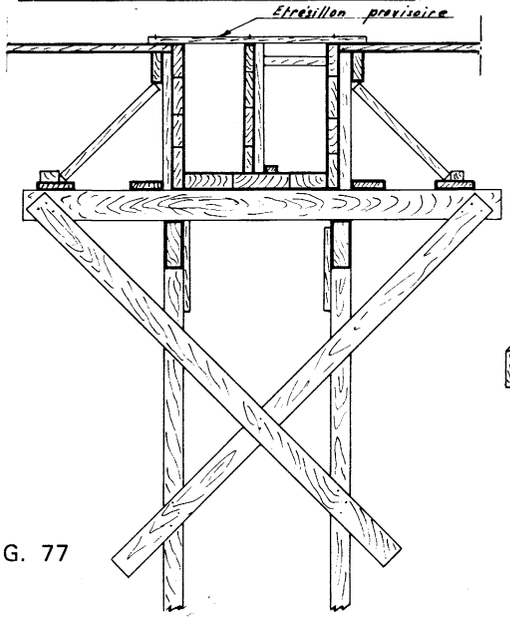


FIG. 77

POUTRE avec GOUSSET

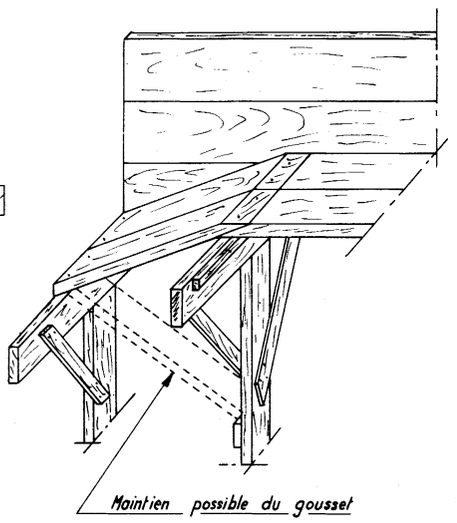


FIG. 78

POUTRE SECONDAIRE et PLANCHER

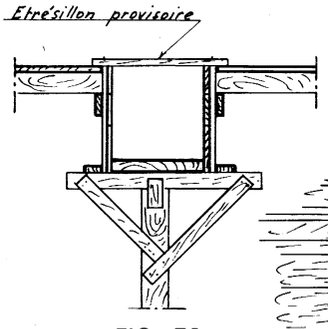


FIG. 79

JONCTION POUTRE PRINCIPALE et POUTRE SECONDAIRE

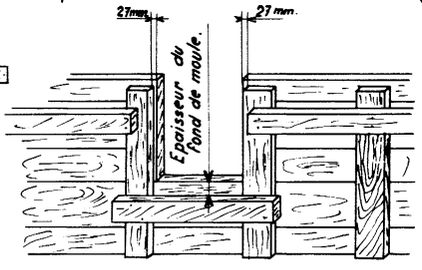


FIG. 80

POUTRE de RIVE avec auvent

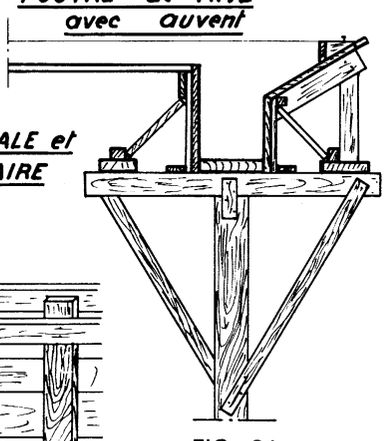


FIG. 81

COFFRAGE DES POUTRES

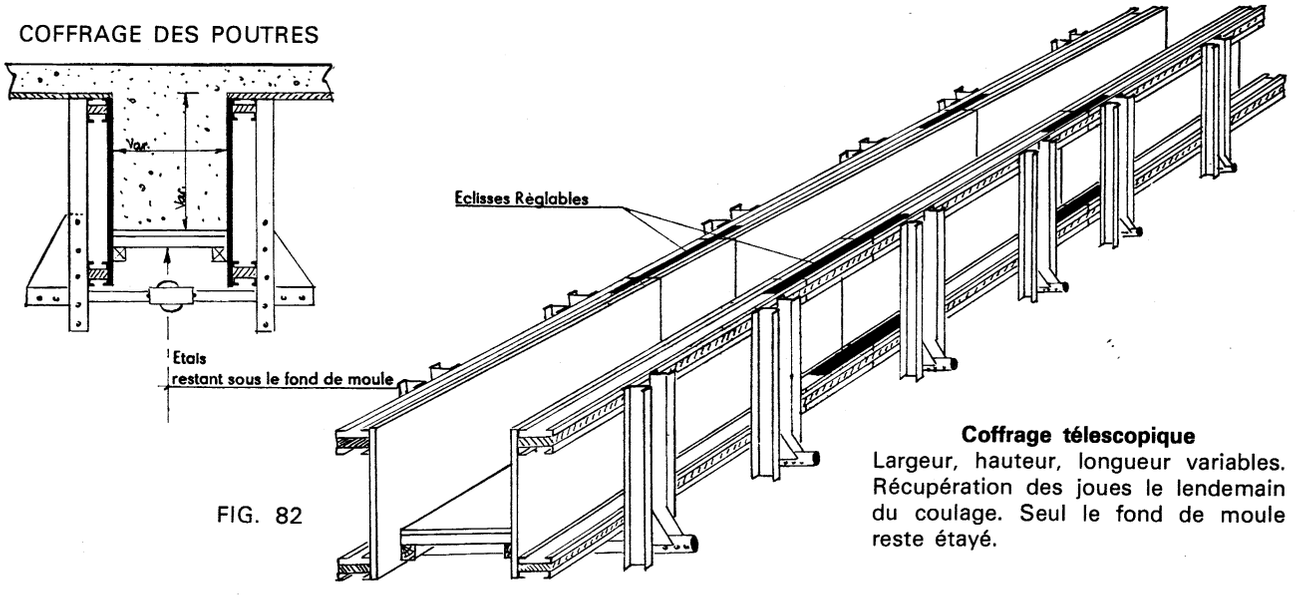


FIG. 82

Coffrage télescopique
Largeur, hauteur, longueur variables. Récupération des joues le lendemain du coulage. Seul le fond de moule reste étayé.

8 Armature des poutres

8.1 L'organisation de l'armature des poutres dépend

- du mode de chargement (charges réparties ou partielles ou isolées);
- de la portée et du nombre d'appuis et de leur type (appuis libres ou avec encastrements);
- des sections considérées (section en travée et sections au droit des appuis) (*fig.* 83 et revoir *fig.* 5 à 13);
- des cas de surcharges défavorables (*fig.* 84);
- des formes, sans ou avec goussets (*fig.* 85 à 89).

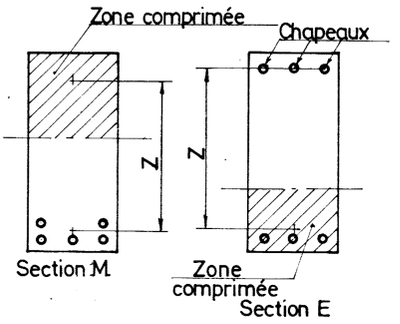


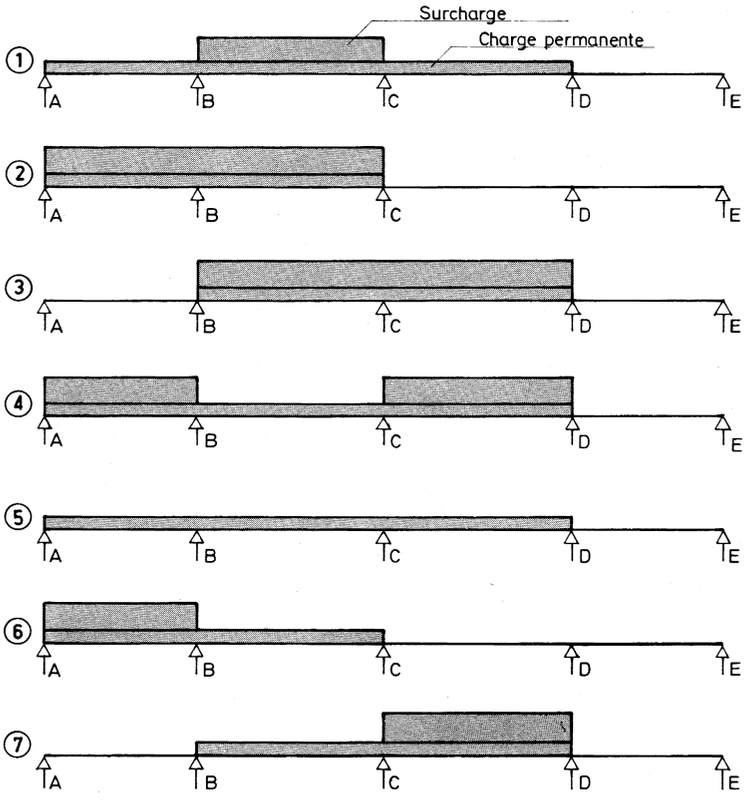
FIG. 83

Travée intermédiaire d'une poutre continue. La section M est la section située au milieu de la travée. La section E est la section située à l'extrémité de la travée. Théoriquement, le bras de lavier Z varie le long de la poutre.

Cas de chargement	But recherché
N° 1	Recherche du moment fléchissant maximal positif dans la travée BC.
N° 2	Recherche du moment fléchissant maximal négatif sur l'appui B et de l'effort tranchant au voisinage de B.
N° 3	Recherche du moment fléchissant maximal négatif sur l'appui C et de l'effort tranchant au voisinage de C.
N° 4	Recherche du moment fléchissant maximal négatif dans la travée BC.
N° 5	Recherche des moments sur appuis et en travée dus à la seule charge permanente.
N° 6	Recherche de l'effort tranchant dans la travée BC.
N° 7	Recherche de l'effort tranchant dans la travée BC.

Principes de calcul dans les différents cas envisagés :
- la surcharge est supposée régner dans la travée entière ;
- les moments ne sont calculés qu'en tenant compte des charges et surcharges encadrant l'appui considéré ;
- chaque poutre est supportée d'inertie constante ;
- la surcharge est à répartition uniforme.

Il s'agit, en fait, d'une méthode simplifiée (voir annexe A : CCBA. 68).



Poutre continue à 4 travées

FIG. 84. – DIFFÉRENTS CAS DE CHARGEMENT A ENVISAGER POUR L'ÉTUDE DE LA SEULE TRAVÉE BC.

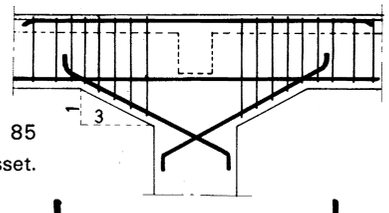


FIG. 85
Armature de gousset.

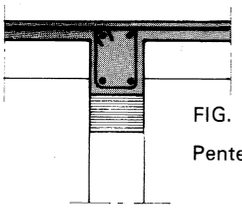


FIG. 86
Pente du gousset $\leqslant$ 1/3.

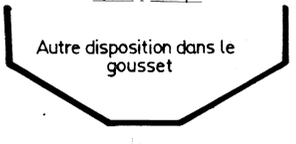


FIG. 87

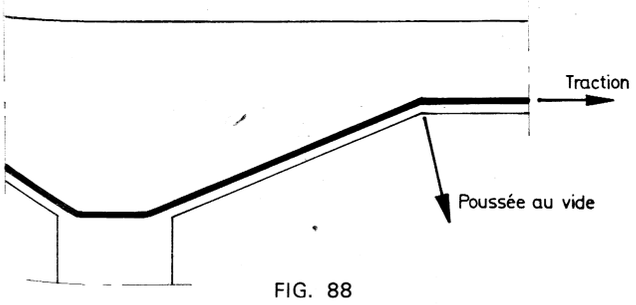


FIG. 88
Disposition incorrecte des aciers du gousset.

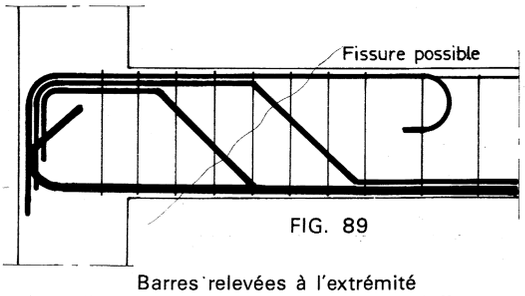
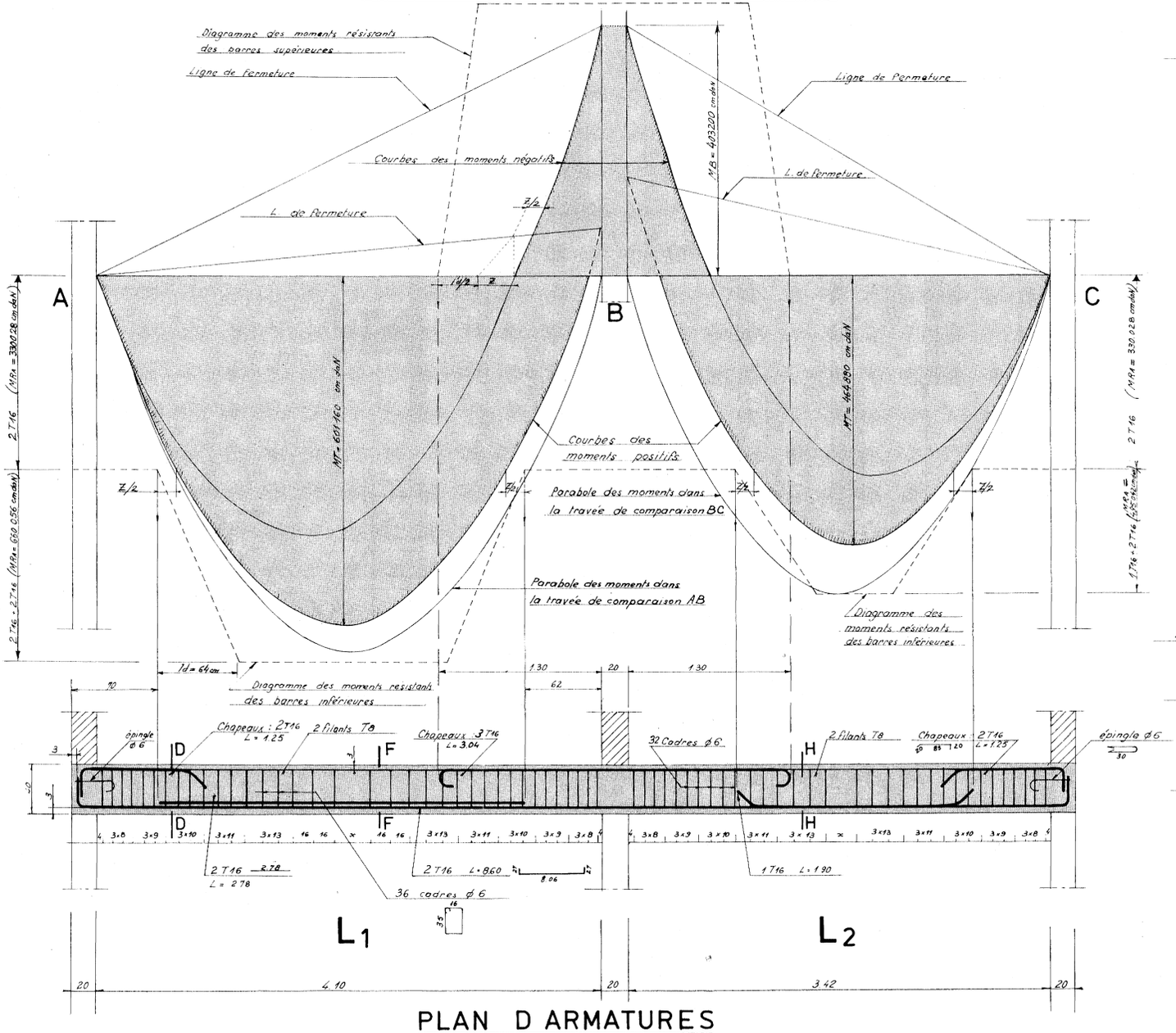
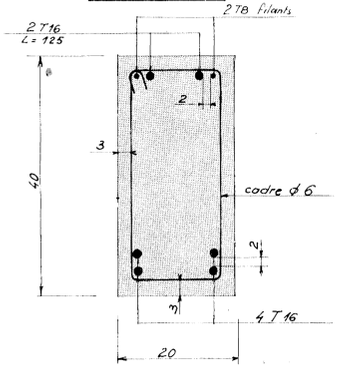


FIG. 89
Barres relevées à l'extrémité d'une poutre prenant une part de l'effort tranchant (couture de la fissure possible).

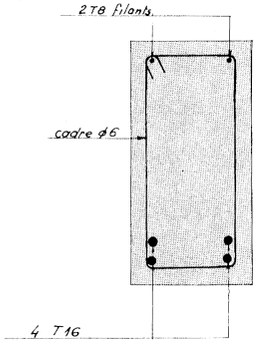
ÉPURE D'ARRÊT DES BARRES



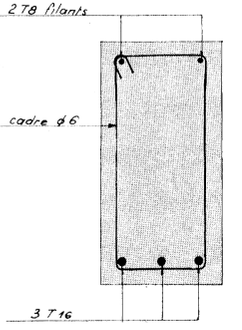
Section DD



Section FF



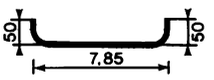
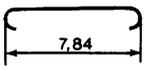
Section HH



PLAN D ARMATURES

8.2 Le bureau d'études fournit

- **le plan d'armatures;** (voir planche ci-contre)
- **le tableau de nomenclature** des aciers (ci-dessous : extrait du tableau).

Désignation	Repère	Schéma	⌀	Longueur développée	Nombre par élément	Nombre d'éléments	Diamètres			
							6 T	10 T	12 T	16 T
POUTRE L5 Armatures inférieures.	108		16	8,85	3	4				107
Armatures supérieures	109		10	8,00	3	4		96		
Cadres.	110		6	1,75	37	4	259			
Légende : T signifie acier Tor.			Total.				259	96		107
			Majoration pour chutes.							
			Masse au ml.							
			Masse totale.							

Intérêt de ce tableau.

Il permet :

- l'établissement de la commande d'acier;
- l'évaluation des dépenses;
- l'organisation de coupes de barres en série ainsi que leur façonnage;
- une exploitation aisée sur le chantier.

8.3 Longueur de scellement droit

C'est la longueur de scellement « *ld* » nécessaire à une barre rectiligne de diamètre ⌀, soumise à sa contrainte admissible $\overline{\sigma_a}$, pour être ancrée totalement (*fig.* 90 et 91)

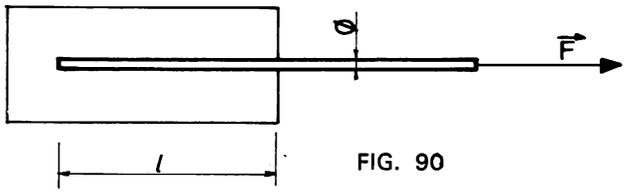


FIG. 90

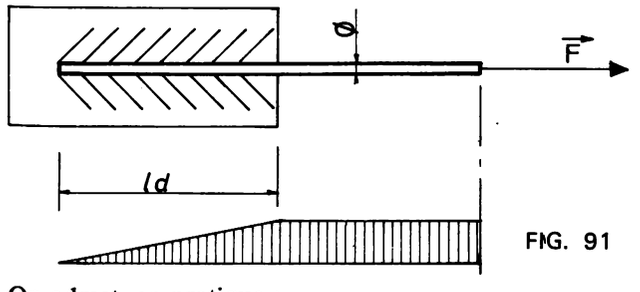


FIG. 91

On admet, en pratique :

ld = 40 fois le diamètre pour les aciers à haute adhérence.

ld = 50 fois le diamètre pour les ronds lisses.

Exemple : pour un acier de ⌀ 10 :

- barre lisse, *ld* = 50 cm;
- barre à haute adhérence, *ld* = 40 cm.

8.4 Ancrage par courbure

Nécessité : la longueur de scellement est souvent importante vis-à-vis de la place disponible, surtout aux abouts de poutre. Il est par suite nécessaire de réaliser des ancrages courbes (voir *fig.* 97 à 99).

Risque : l'opération de cintrage d'une barre entraîne :

- un allongement de la partie convexe;
- un raccourcissement de la partie concave;
- une modification des caractères physiques qualitatifs et quantitatifs.

Il s'ensuit que le rayon de courbure ne doit pas être trop réduit.

Mode d'action :

- à l'effet d'adhérence, s'ajoute l'effort de frottement de l'acier sur le béton; la longueur d'ancrage sera plus faible que dans le cas du scellement droit;
- l'ancrage par courbure tend à se dérouler si la barre est sollicitée en traction.

Règles pratiques : on admet :

- un rayon de courbure égal à 3 diamètres pour les aciers de nuance Fe E 22 et Fe E 24 pour les barres longitudinales (deux diamètres suffisent pour les cadres et étriers);
- le rayon de courbure des aciers à haute adhérence est au moins égal à :

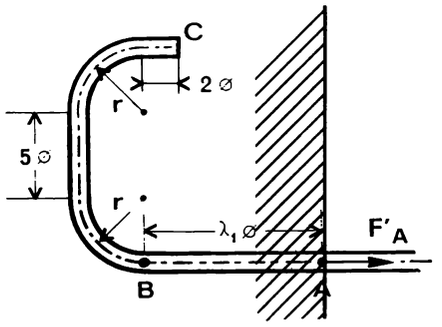
  cinq fois le diamètre de la barre,

  la valeur minimale fixée par la fiche d'homologation,

  la valeur satisfaisant la condition de non écrasement du béton.

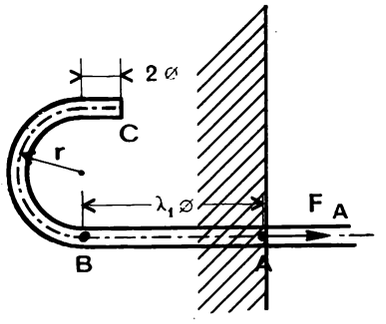
La désignation des crochets et leur équivalence en scellement droit est portée sur la *figure* 92.

Ancrage à double coude



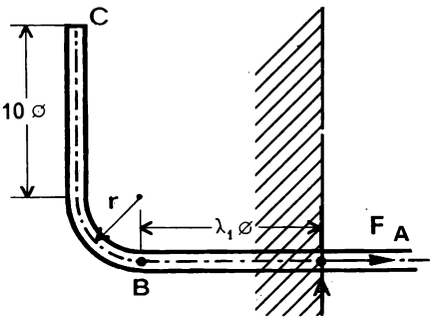
BC est équivalent à (16,59 ∅ + 6,39 r) en scellement droit.

Crochet normal



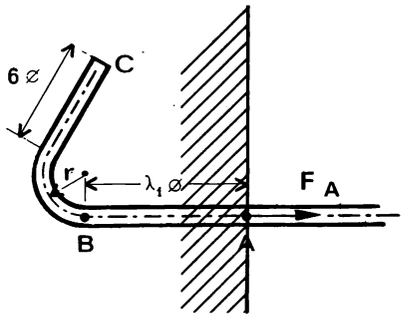
BC est équivalent à (7,14 ∅ + 6,39 r) en scellement droit.
Si r = 3 ∅ ⇒ BC ⇔ 26,31 ∅.
Si r = 5 ∅ ⇒ BC ⇔ 39,09 ∅.

Retour d'équerre



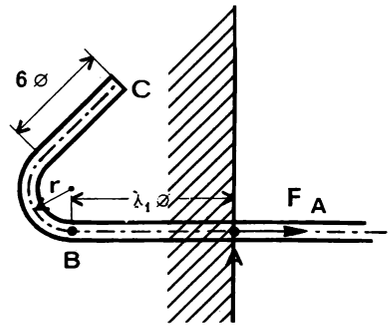
BC est équivalent à (18,9 ∅ + 2,24 r) en scellement droit.

Crochet à 120°



BC est équivalent à (13,92 ∅ + 3,30 r) en scellement droit.

Crochet à 135°



BC est équivalent à (15,36 ∅ + 3,91 r) en scellement droit.

FIG. 92

(Document TOR.)

8.5 Dispositions constructives

8.51 - Recouvrement des aciers.

La longueur totale d'ancrage, mesurée hors crochet, d'une barre munie d'un crochet normal, est égale :

- pour un rond lisse à 0,60 *ld*;
- pour un acier HA à 0,40 *ld* (*fig.* 93).

Si les barres sont distantes d'une longueur « c », on ajoute cette valeur à « *ld* » (*fig.* 94).

NOTA : « *ld* » est la longueur de recouvrement de deux barres rectilignes (*fig.* 95).

Le recouvrement par soudure est défini par les *figures* 96.

8.52 - Extrémités de poutre :

- une ligature égale à ∅/4 relie le retour de la barre à la masse de béton (*fig.* 97);
- les crochets sont tournés vers l'intérieur et des aciers transversaux peuvent les entourer (*fig.* 98 et 99).

8.53 - Ancrage des cadres et étriers.

L'ancrage est assuré dans les cas suivants : *figures* 100 à 102.

8.54 - Arrêt des barres dans une poutre (voir planche p. 162).

8.541 - Pour obtenir les points d'arrêt des **barres longitudinales :**

- on trace l'épure des moments fléchissants;
- on porte les moments résistants de chaque nappe d'acier;
- on tient compte de la longueur de scellement droit;
- on décale le diagramme des $\mathcal{M}f$ de $z/2$ (z étant le bras de levier du couple élastique) et d'une longueur égale à z aux points de moment nul (*fig.* 103). gueur égale à z aux points de moment nul.

8.542 - La disposition des **ancrages de chapeaux et des barres inférieures de renfort :**

- ne doit pas favoriser la formation de fissures à 45° d'où $l \geqslant$ ht (*fig.* 104);
- doit assurer un fonctionnement mécanique de l'ensemble porteur satisfaisant, d'où la justification de règles pratiques (*fig.* 105).

Crochet normal
$r \geqslant 3\ \varnothing$ pour les ronds lisses
$r \geqslant 5\ \varnothing$ pour les aciers HA

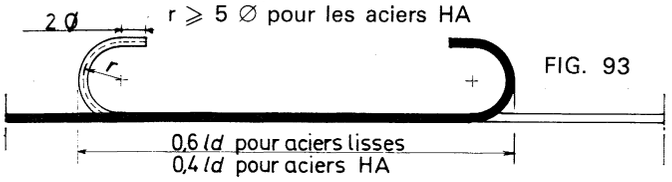


FIG. 93

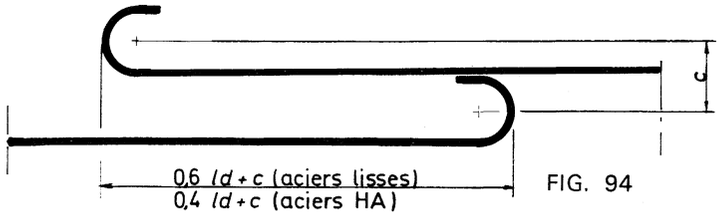


FIG. 94

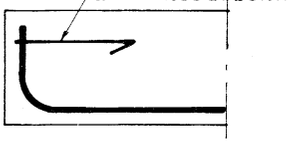
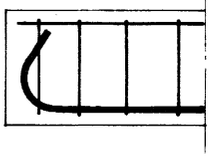


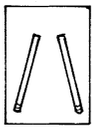
FIG. 97

EXTRÉMITÉS DE POUTRES



Crochet + armatures transversales

FIG. 98



Extrémité de poutre. Crochets tournés vers l'intérieur.

FIG. 99

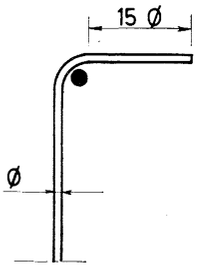


FIG. 100

Le rayon de courbure minimal est de 2 ∅ pour les aciers de nuance douce.

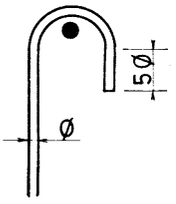


FIG. 101

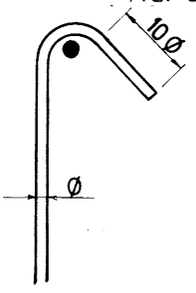


FIG. 102

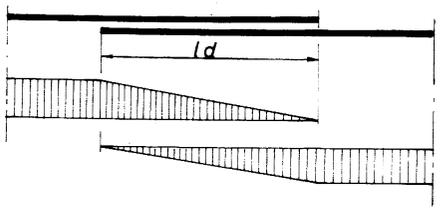


FIG. 95. – Recouvrement de deux barres.

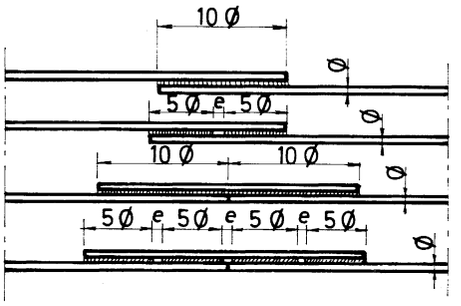


FIG. 96. – Recouvrement par soudure. Pour éviter l'échauffement trop important des ∅ > 25 mm, on laisse un intervalle *e* de 20 mm entre deux cordons de soudure.

En traits interrompus courts : courbe des moments.
En trait plein : courbe des moments décalée de *Z*/2, sauf aux points de moment nul où cette courbe est décalée de *Z*.

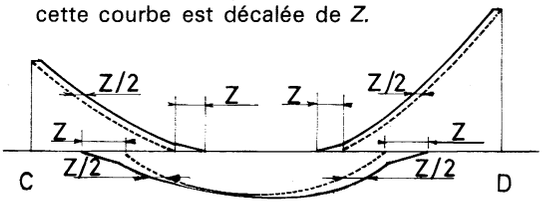


FIG. 103. – Courbes enveloppes des moments fléchissants.

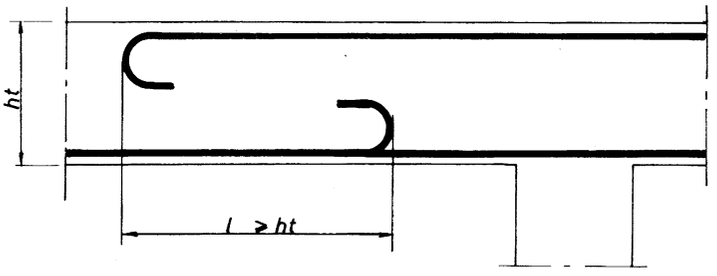


FIG. 104

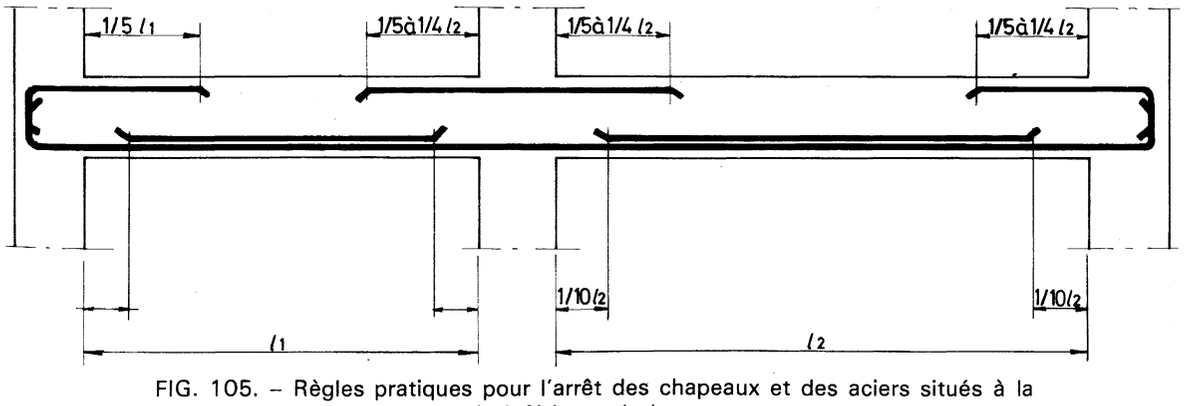


FIG. 105. – Règles pratiques pour l'arrêt des chapeaux et des aciers situés à la partie inférieure de la poutre.

EFFET DES SURCHARGES SEULES

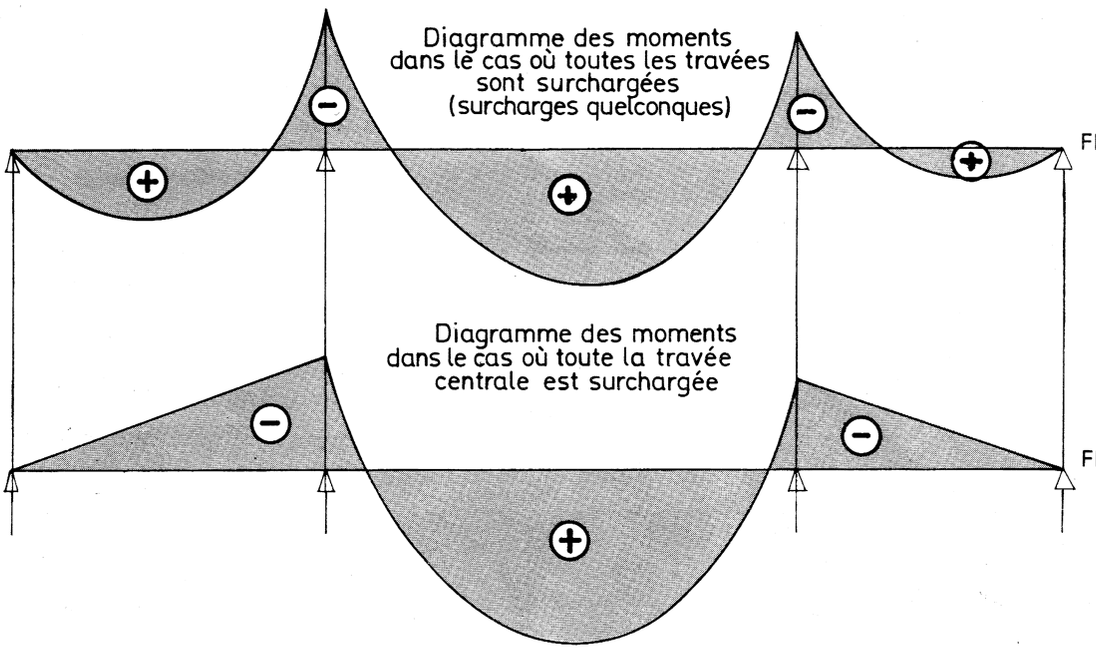


FIG. 106

FIG. 107

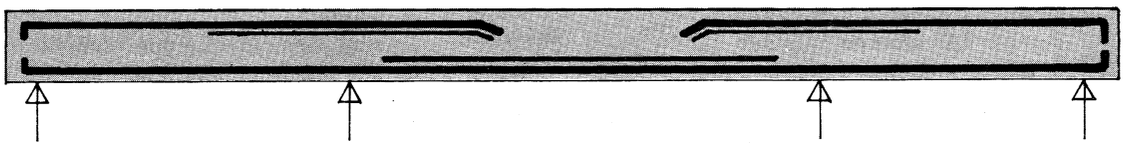


FIG. 108

JONCTION D'UN POTEAU ET D'UNE POUTRE DE RIVE

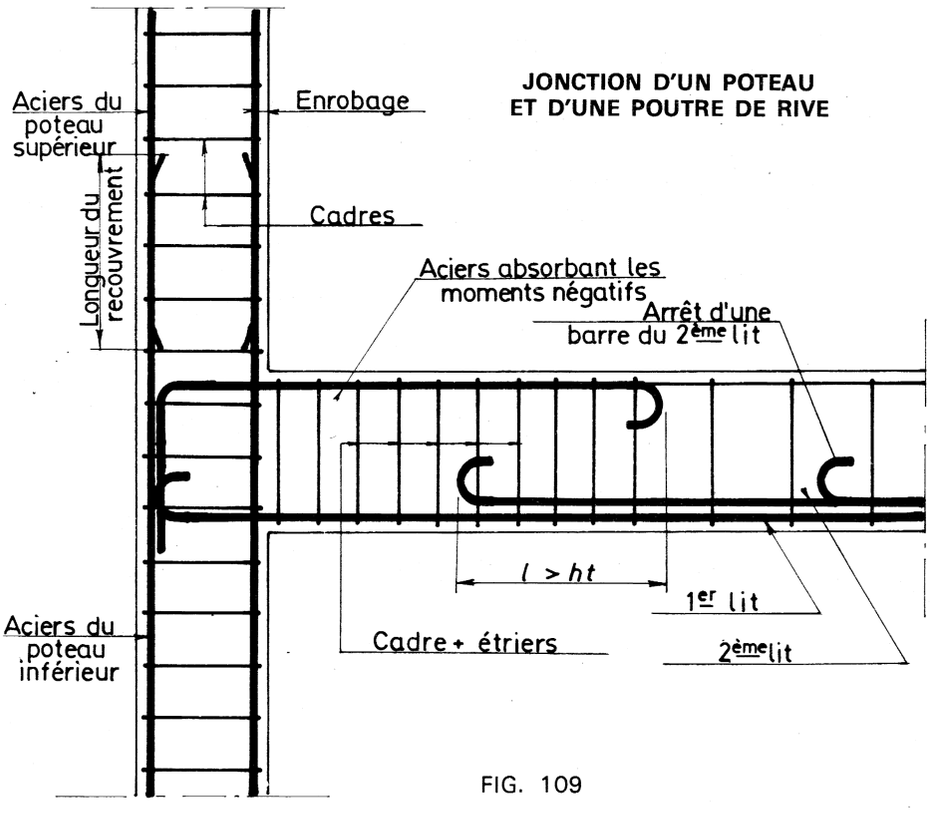


FIG. 109

Exemple d'application à un nœud d'ossature : jonction poteaux-poutres (*fig.* 106 à 109).

8.6 Remarques

- Dans une poutre horizontale fléchie, il est permis d'utiliser :
  - des barres à haute adhérence comme armature tendue inférieure et supérieure et des ronds lisses comme barres de montage;
  - des barres à haute adhérence comme chapeaux et des ronds lisses comme armature longitudinale inférieure.
- Ainsi, les aciers ayant la même direction et subissant la même déformation seront tous de même type et de même nuance.
- L'intérêt du chantier est d'utiliser un nombre aussi réduit que possible de diamètre de barres.
- Les armatures (en acier) longitudinales de compression, qui sont ligaturées par des armatures transversales dans les mêmes conditions que dans les poteaux, peuvent être prises en compte pour participer à l'effort de compression du béton.
- L'armature longitudinale permet d'équilibrer le moment fléchissant dans une section mais n'est pas suffisante pour combattre l'effort tranchant. L'armature transversale est indispensable.

8.7 Armature transversale

Elle est destinée à équilibrer l'effort tranchant.

8.71 - Effet de l'effort tranchant.

Il provoque :

- un glissement longitudinal (*fig.* 110);
- un glissement transversal, mis en évidence par les expérimentations.

Chaque petit parallélipipède de la poutre est soumis à des contraintes tangentielles (*fig.* 111) :

*τx contrainte dans la direction de l'axe Ox.
*τy contrainte dans la direction de l'axe Oy

$$\text{avec } |\tau x| = |\tau y|.$$

Ces contraintes provoquent dans les poutres une traction du béton sur des plans inclinés à 45° et par suite des fissures (*fig.* 112).

Les cadres et étriers ont pour rôle de « **coudre** » ces fissures qui se produisent près des appuis où l'effort tranchant est le plus élevé (revoir *fig.* 33 et 34).

8.72 - Quel écartement faut-il donner aux cadres et étriers?

Soit une poutre de portée AB (*fig.* 113) :

- une fissure CD inclinée de $\alpha = 45°$;
- T, l'effort tranchant supposé constant entre les sections passant par C et D;
- t,l'écartement de 2 files de cadres;
- $\overline{\sigma_{at}}$, la contrainte admissible des aciers en daN/cm².
- At la section totale d'une file de cadres.

La condition d'équilibre exige :

$$T = \overline{\sigma_{at}} \cdot At \cdot n$$

n est le nombre de files entre les sections C et D sur une longueur sensiblement égale à Z (bras de levier) ainsi :

$$Z = n \cdot t \text{ et } n = \frac{Z}{t}$$

par suite $T = \overline{\sigma_{at}} \cdot At \cdot \frac{Z}{t}$

l'écartement est donné par :

$$t = \frac{\overline{\sigma_{at}} \cdot At \cdot Z}{T}.$$

Exemple numérique : une poutre sur 2 appuis supporte une charge répartie dont la masse est de 1 800 kg/ml et sa portée est de 4,00 m. Chaque appui supporte 3 600 daN.

- contrainte admissible des aciers : 1 600 daN/cm²;
- section d'une file de cadres : 0,56 cm²;
- valeur du bras de levier Z : 35 cm.

L'écartement des files près de l'appui est :

$$t = \frac{1\,600 \times 0{,}56 \times 35}{3\,600} = 8{,}8 \text{ cm}.$$

NOTA : si la contrainte de l'acier est exprimée en N/mm², multiplier sa valeur par 10 pour l'exprimer en daN/cm².

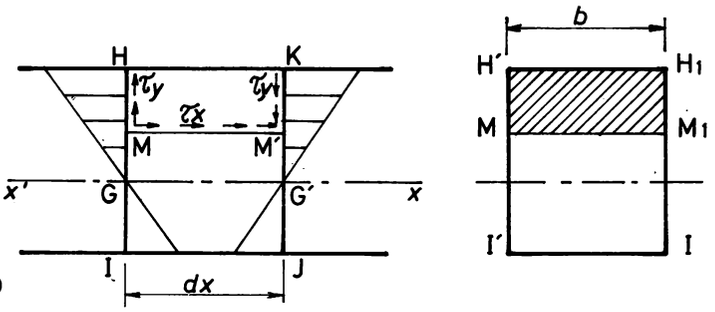


FIG. 110

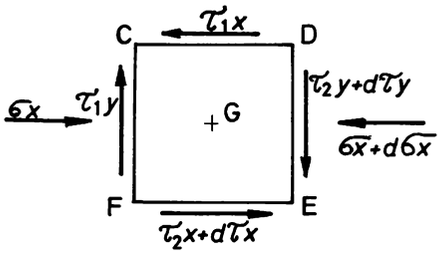


FIG. 111

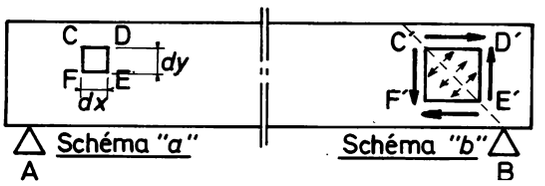
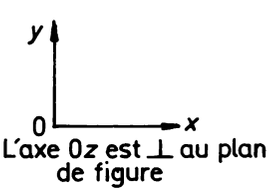


FIG. 112



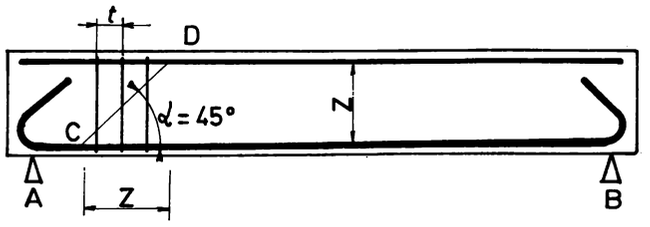


FIG. 113

c est variable suivant le milieu
1 cm $\leqslant c \leqslant$ 4 cm

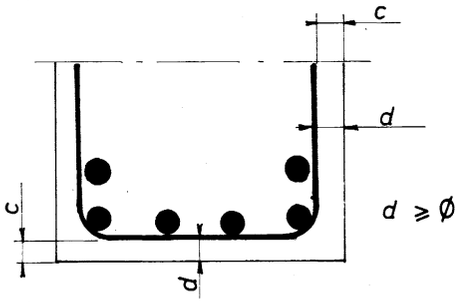
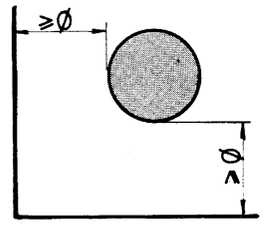


FIG. 114



Enrobage près des parois

FIG. 115

1 seule nappe

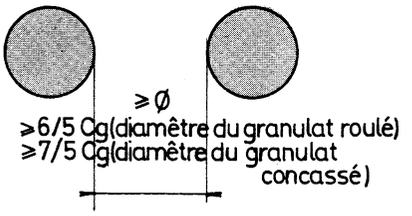


FIG. 116

Deux lits d'armature

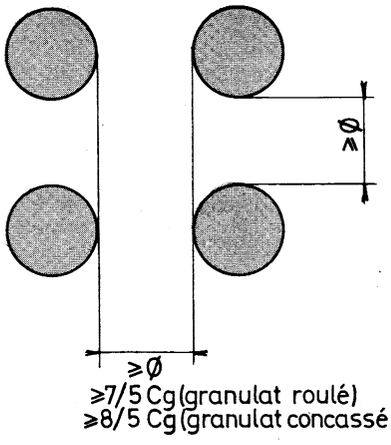


FIG. 117

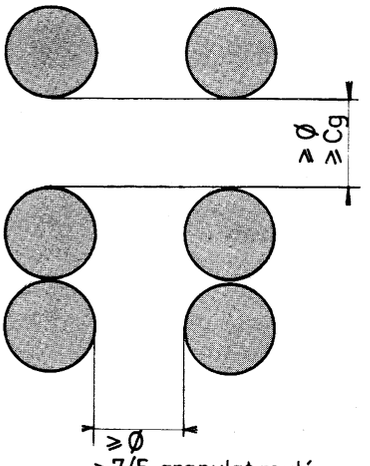
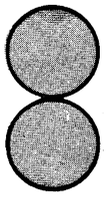


FIG. 118

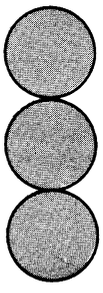
Deux barres superposées



Disposition admise

FIG. 119

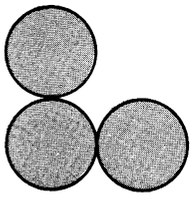
Plus de deux barres au contact



Disposition interdite

FIG. 120

Les barres ne sont pas au contact deux à deux



Disposition interdite

FIG. 121

Paquets de trois barres

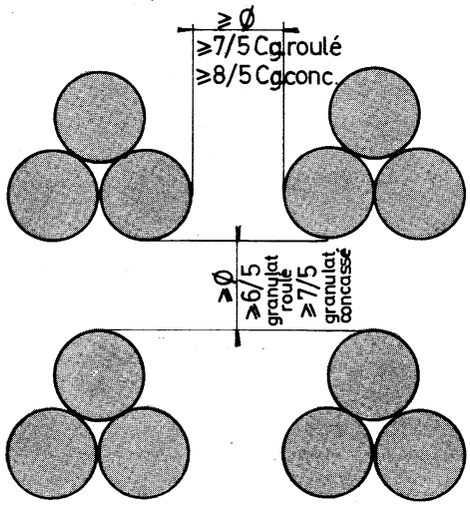
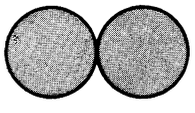


FIG. 122



Disposition interdite

Deux barres accolées dans un même plan horizontal : enrobage difficile

FIG. 123

8.8 Protection des armatures

L'enrobage de toute barre est au moins égal à :

- 4 cm pour les ouvrages à la mer (*fig.* 114);
- 2 cm pour les parements exposés aux intempéries.

1 cm pour des parois situées dans des locaux couverts et non exposés aux condensations.

8.9 Conditions d'enrobage (art. 29 C.C.B.A.)

- L'enrobage de chaque barre doit être au moins égal à son diamètre nominal.
- Pour des barres isolées parallèles dans la **direction horizontale** et entre 2 barres voisines (*fig.* 116) :
  - la distance entre axes doit être égale au moins à deux diamètres;
  - la distance libre entre deux barres doit être au moins égale aux 6/5 de la grosseur du granulat « Cg » s'il s'agit d'un granulat roulé et aux 7/5 pour un granulat concassé;
  - dans le cas de 2 nappes, les rapports précédents passent (*fig.* 117) :
    - à 7/5 Cg pour le granulat roulé,
    - à 8/5 Cg pour le granulat concassé.
- Dans la **direction verticale** les dispositions réglementaires sont explicitées par les *figures* 117 à 123.

8.10 Châssis d'armature

Les prescriptions de mise en place des châssis d'armature sont les suivantes :

- le respect des cotes est nécessaire, autant pour le coffrage que pour l'armature;
- l'huile de démoulage est passée avant de placer les châssis;
- la position rigoureuse des châssis est obtenue par des cales ou distanciers afin d'obtenir un enrobage correct;
- si la mise en place est délicate aux croisements de poutres :
  - les cadres peuvent d'abord être emboîtés mais non fixés pour permettre le chevauchement des barres,
  - les cadres sont fixés mais ouverts et leurs extrémités rabattues après emboîtement;
- les barres complémentaires :
  - chapeaux sur appuis,
  - barres de recouvrement sur barres inférieures, peuvent être placées indépendamment (*fig.* 124 à 127);
- un châssis peut être façonné par éléments à condition de les relier ensuite par des cadres ou des épingles;

ARMATURE TRANSVERSALE DES POUTRES

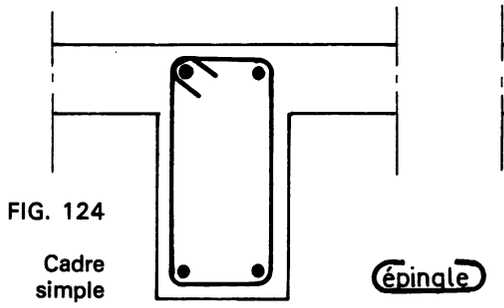


FIG. 124
Cadre simple

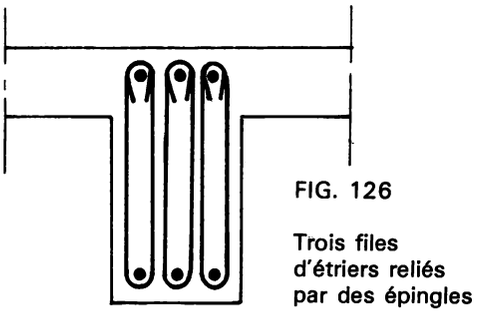


FIG. 126
Trois files d'étriers reliés par des épingles

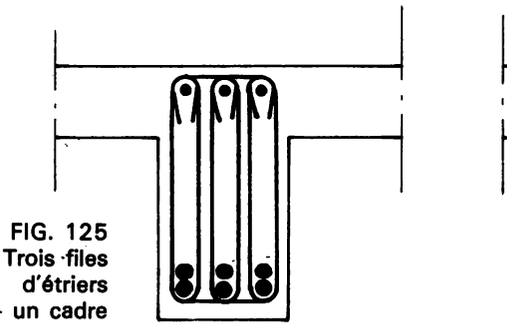


FIG. 125
Trois files d'étriers + un cadre

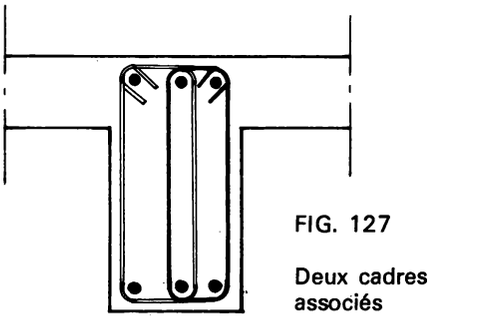


FIG. 127
Deux cadres associés

- dans le cas du croisement poutre porteuse-poutre portée, il est indispensable d'équilibrer l'action de l'appui par des suspentes (*fig.* 128 à 130).

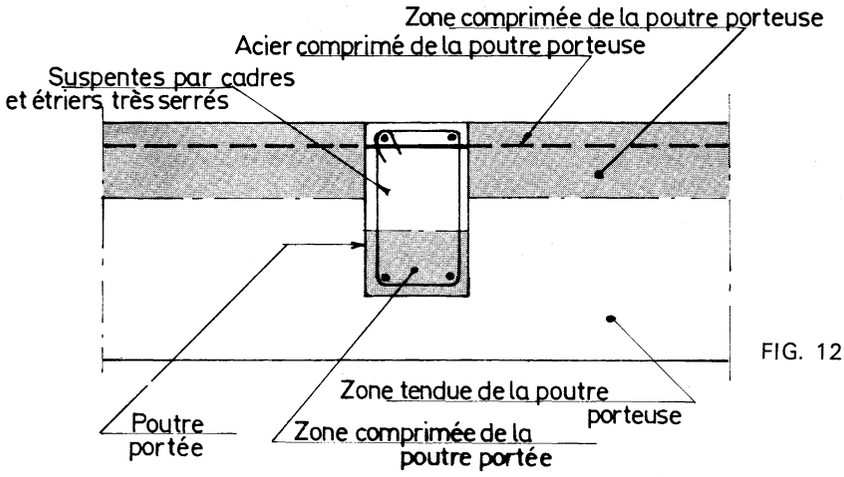


FIG. 128

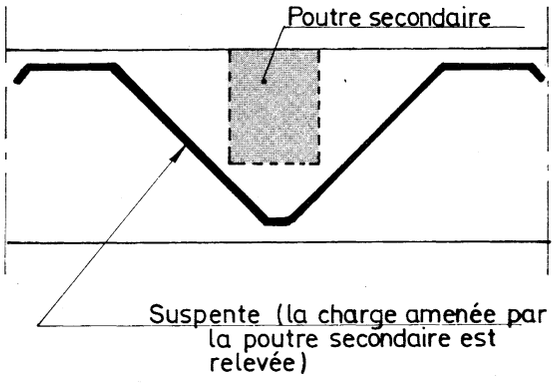


FIG. 129

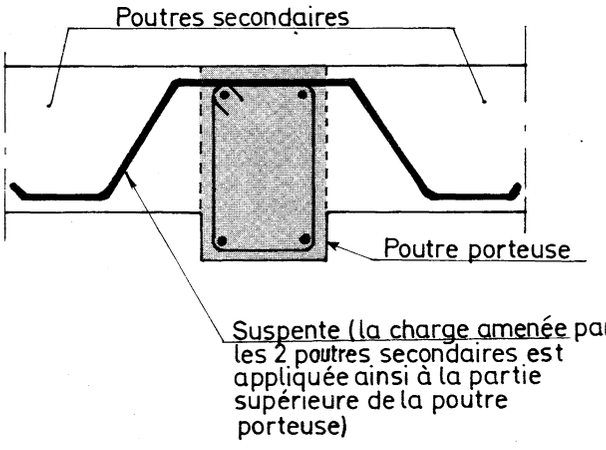
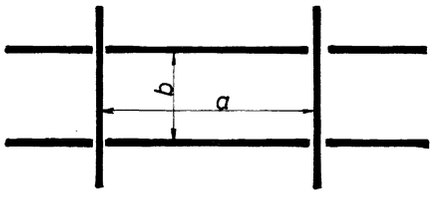


FIG. 130

8.11 Bétonnage

8.111 - Les mailles des grilles formées par les aciers que le béton frais traverse à sa mise en place, doivent être assez larges pour ne pas affecter son homogénéité. Pour une maille, on définit son rayon moyen « r » par :

$$r = \frac{a\,b}{2\,(a+b)} \text{ ou } \frac{\text{surface}}{\text{périmètre}} \quad (\textit{fig.}\ 131)$$



Maille

FIG. 131

Règle pratique : on doit avoir :

$r \geqslant \frac{Cg}{1{,}4}$ si les gros éléments sont roulés;

$r \geqslant \frac{Cg}{1{,}2}$ si les gros éléments sont concassés.

8.112 - Le dosage classique varie de :

- 300 à 350 kg de C.P.A. 325;
- 350 à 500 dm³ de sable de rivière de 0 à 5 mm (maille carrée);
- 750 à 850 dm³ de graviers $10 \leqslant Cg \leqslant 25$;
- 140 à 180 dm³ d'eau.

8.113 - Les nœuds d'armature doivent être **soigneusement vibrés** pour obtenir :

- un excellent enrobage;
- une compacité maximale;
- un parement soigné;
- des résistances optimales.

8.12 Décoffrage

Les joues peuvent être décoffrées dès le début du durcissement.

Le fond de moule doit rester étayé jusqu'à obtention d'une résistance minimale du béton de 120 bars.

Un étaiement partiel permet de libérer les coffrages jusqu'à complet durcissement.

La prudence est de bonne règle à chaque décoffrage tant sur le plan de la sécurité des travaux que celui des manutentions.

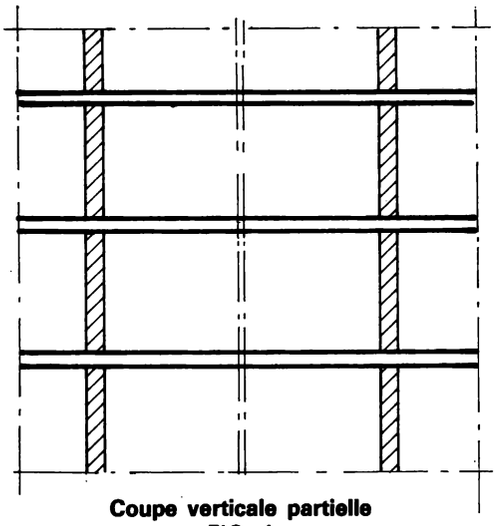
NOTA : les vérifications relatives à :

- l'adhérence;
- la longueur d'ancrage;
- la condition de non écrasement du béton;
- les conditions relatives à la fissuration;
- les conditions de non fragilité

appartiennent au bureau d'études responsable de l'organisation de l'armature et des calculs.

CE QU'IL FAUT RETENIR

Questions :	Réponses :
1° Comment sont repérées les poutres sur les plans de de coffrage? Donnez un exemple définissant l'élément.	Poutre n° 5. Section 30 × 40, gousset d'extrémité de 40 × 120. Portée 6,70 m.
2° Quelle est la valeur moyenne admise pour la contre-flèche de coffrage?	1/500 de la portée.
3° Quelle charge peut supporter un étai classique en tube acier de 2,65 m de hauteur?	On peut compter environ 5 tonnes.
4° Quelle est la longueur de scellement droit pour les aciers H.A.?	40 fois le ∅.
5° Quelle est la longueur d'ancrage si la barre présente un crochet à 180°?	0,4 *ld* soit 0,4 × 40 ∅ = 16 ∅ pour les aciers H.A. Pratiquement, on compte la moitié de *ld*. Voir aussi les *figures* 93 et 94.
6° Schématisez le mode de transmission des efforts lorsqu'il y a recouvrement.	Voir la *figure* 95.
7° Comment sont disposés les ancrages aux extrémités des poutres?	Voir les *figures* 97, 98 et 99.
8° Quelles sont les conditions d'ancrage des cadres et étriers suivant le façonnage des extrémités?	Réponses sur les *figures* 100, 101 et 102.
9° Peut-on utiliser à la fois en barres inférieures d'une poutre des aciers H.A. et des aciers lisses de nuance douce?	Non, car la mise en charge des aciers H.A. et Fe E 24 est différente.
10° Quelles sont les conditions relatives aux enrobages minimaux des barres isolées?	Réponse en 8.9 (art. 29 C.C.B.A.).



Coupe verticale partielle
FIG. 1

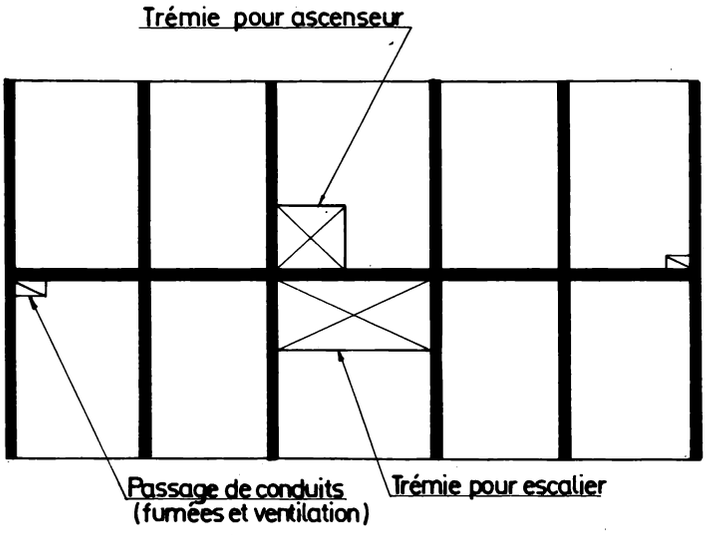


FIG. 2. – Dalle reposant sur un refend longitudinal et sur des refends transversaux.

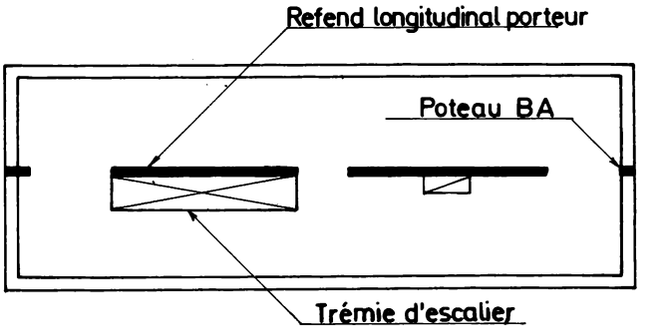


FIG. 3. – Plancher reposant sur murs extérieurs et un refend.

Vue en plan schématique

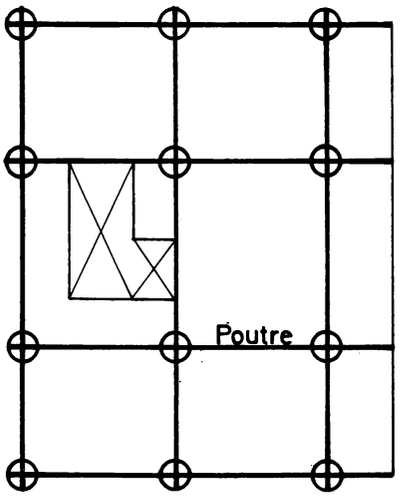


FIG. 4. – Dalle reposant sur des poutres principales et secondaires.

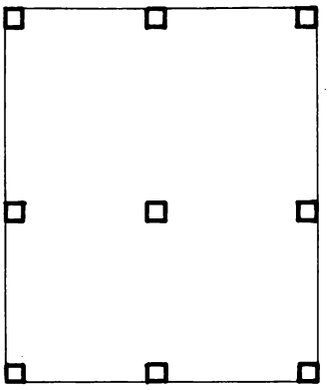


FIG. 5. – Plancher reposant uniquement sur des poteaux.

Vue en plan

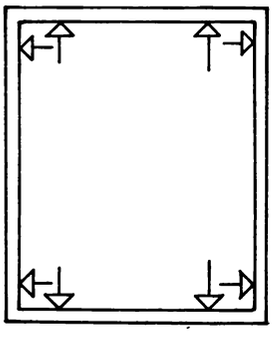
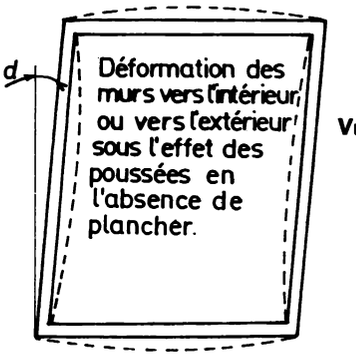


FIG. 6. – Le plancher sert d'entretoise rigide entre les murs : angles indéformables.



Vue en plan

FIG. 7. – Déviation angulaire α sans le plancher.

15. PLANCHERS B.A.

15.1. GÉNÉRALITÉS

Les planchers déterminent les différents niveaux d'une construction.

Ils s'appuient sur **ÉLÉMENTS PORTEURS** :
- les murs de façade
- les refends transversaux et murs pignons
- les refends longitudinaux et murs de façade

(*fig.* 1 à 3)
- les poutres de rive
- les poutres intérieures (*fig.* 4)
- des points d'appuis isolés (poteaux) (*fig.* 5)
- les murs et les poutres (voir *fig.* 3 et *fig.* 4).

LEURS ROLES ESSENTIELS

Les planchers jouent le rôle :

- de plate-forme porteuse pour l'étage considéré.
- de toit pour l'étage sous-jacent.
- d'écran permettant le confort de l'habitant.
- d'élément de stabilité.

CONDITIONS REQUISES :
- **résistance** aux charges permanentes et surcharges mobiles (voir *Renseignements techniques*, p. 174).
- **circulation** possible entre étages par des trémies :
  - pour escalier;
  - pour ascenseur.
- **Passage** des conduits de :
  - fumée;
  - ventilation;
  - vide-ordures;
- **Support des plafonds :**
  - adhérents;
  - suspendus.
- **Écran isolant** entre étages :
  - **acoustique** : masse suffisante 300 kg/m²; étanchéité au bruit au voisinage des conduits; rigidité en n'émettant pas de vibration.
  - **thermique,** en particulier pour les locaux situés sous la terrasse ou ceux situés sur vide sanitaire.
- **Par chaînage** (rôle de buton, rôle d'entretoise (*fig.* 6 et 7)) des éléments verticaux de la structure porteuse soumis entre autres :
  - aux poussées du vent;
  - aux poussées des terres.

ANALOGIES : * sous une forme imagée, chaque cellule de bâtiment possède :
- un fond (plancher bas);
- un couvercle (plancher haut).

* Chaque plancher peut constituer, les semelles d'une poutre :
- en forme de T;
- en forme de I;
- ou une poutre-caisson

} avec les voiles ou les murs en B.A. (*fig.* 8).

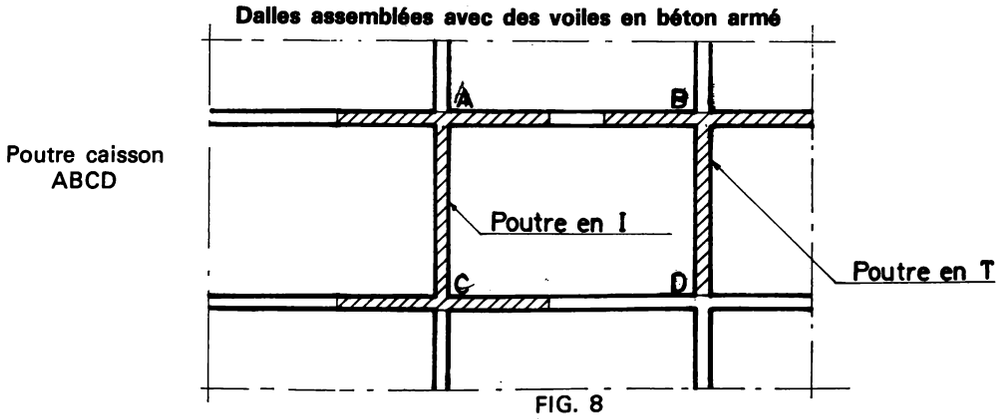


FIG. 8

Remarque importante.

Actuellement, il est tenu compte, suivant la destination des locaux, de la résistance à l'incendie. **Pourquoi?**

Au voisinage de 500 °C, les caractéristiques mécaniques sont inférieures de plus de 50 %, tant celles de l'acier que celles du béton (*fig.* 9 à 11).

Les allongements deviennent alors considérables et la rupture s'ensuit.

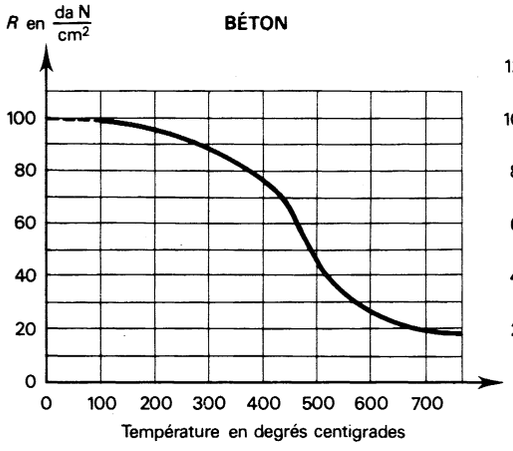


FIG. 9

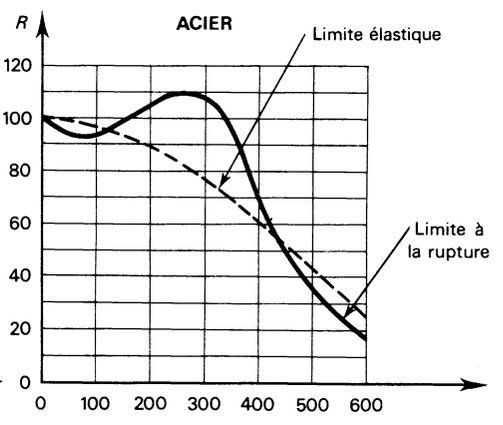


FIG. 10

Températures en degrés centigrades
Résistance à la rupture en % ——
Limite élastique en % - - - - - -
La température moyenne dans le béton dans le cas d'une dalle soumise au feu d'un seul côté en fonction de l'épaisseur « e » d'enrobage et du temps « T »

	1/2 h	1 h	1 h 1/2	2 h
e = 1,5 cm	340	550	650	700
e = 3 cm	220	400	500	600

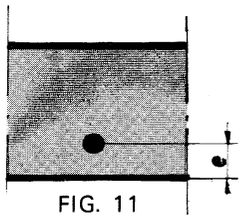


FIG. 11

RENSEIGNEMENTS TECHNIQUES.

Les charges permanentes comprennent :

- **la masse propre** du plancher, pour une dalle pleine : 25 kg/m² de surface/cm d'épaisseur.

Exemple : dalle de 16 cm d'épaisseur et 1 m² de surface : masse en kg/m² = 25 × 1 × 16 = 400 kg/m².

- les cloisons légères;
- les plafonds et les revêtements.

Les surcharges sont évaluées :

- pour les planchers à usage d'habitation : 175 kg/m²;
- pour les planchers à usage de bureaux : 200 kg/m²;
- pour les planchers à usage de salle de classe : 250 kg/m²;
- pour les planchers à usage de magasins et lieux publics : 500 kg/m².

On rappelle que le poids d'une masse de 1 kg est égal à :

- 9,8 newtons = 9,8 N;
- ou 0,98 deca newton;
- soit approximativement 1 daN.

CONTROLE DE L'ACQUIS

Questions :	Réponses :
1° Quelles sont les principales fonctions d'un plancher?	Fonction résistance aux charges et surcharges. Fonction circulation : – horizontale – verticale } des personnes ou des machines. Fonction isolation. Fonction support de revêtement appliqué à la partie supérieure et à la partie inférieure (plafond). Fonction résistance à l'incendie.
2° Comment les planchers assurent-ils la stabilité d'une cellule de bâtiment?	C'est surtout par leur rôle : – d'entretoise – de buton que la stabilité d'une cellule est renforcée.
3° Quels sont les éléments porteurs d'un plancher?	Les éléments porteurs peuvent être : – verticaux : murs, poteaux; – horizontaux : poutres, nervures; – verticaux et horizontaux.

15.2. PLANCHERS : DALLE SIMPLE

De quoi s'agit-il ?

1 Caractéristiques

La dalle est constituée d'une plaque de béton de 8 cm à 20 cm avec armature incorporée.

Cette dalle en béton armé peut reposer sur deux ou plusieurs appuis.

Particularités des appuis ?

1.1 Appuis rencontrés

Ils influent sur le mode de fonctionnement et la disposition des aciers, par suite, on distingue les cas suivants :

- dalle sur appuis libres, dans le cas d'une dalle formant terrasse (*fig.* 12);
- dalle avec extrémités encastrées (*fig.* 13);
- dalle continue avec encastrement à chaque appui ou reposant sur plusieurs appuis (*fig.* 14 et 15);
- dalle prenant appui sur 3 côtés ou 4 côtés ou seulement deux côtés (*fig.* 16 et 17).

Analogie : la dalle est une poutre plate de grande largeur et les supports sont ceux des poutres (voir thème : « Les poutres »).

FIG. 12

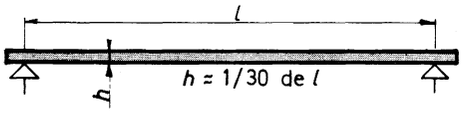


FIG. 13

Dalle reposant sur deux murs, avec encastrement à chaque extrémité.

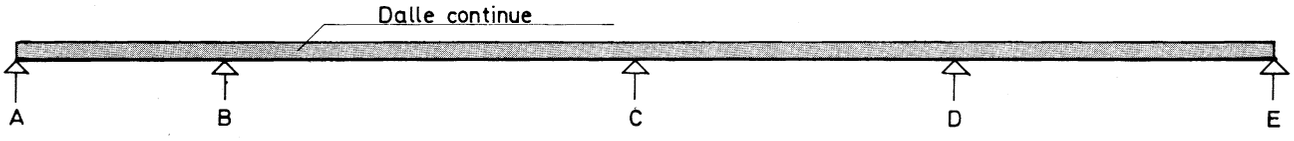


FIG. 14

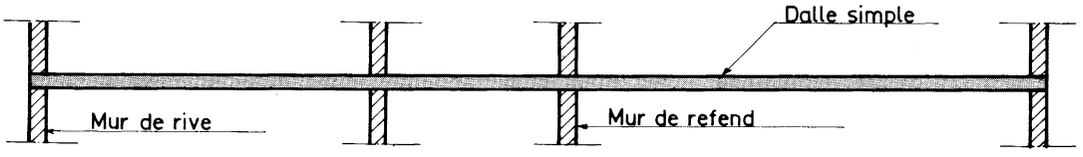


FIG. 15

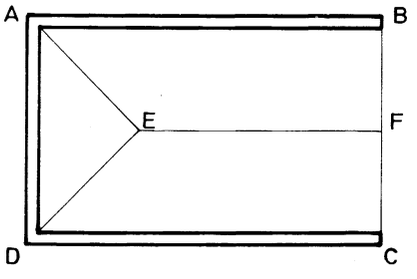


FIG. 16
Dalle reposant sur trois murs.
Le trapèze EFDC intéresse le mur DC.
Le triangle AED intéresse le mur AD.

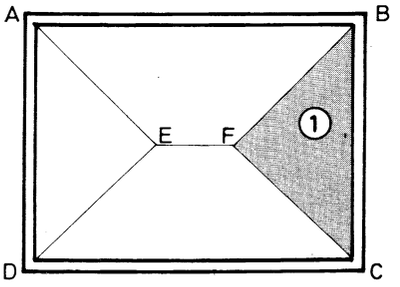
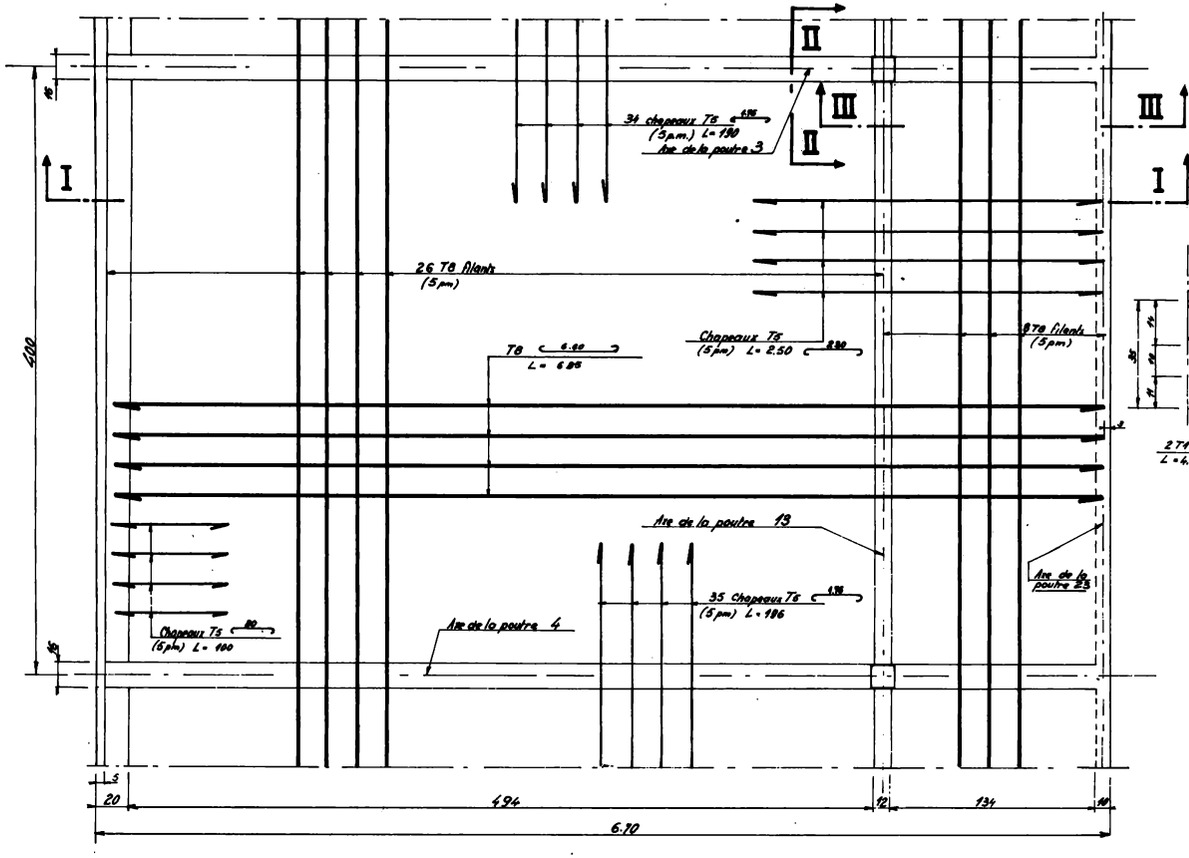
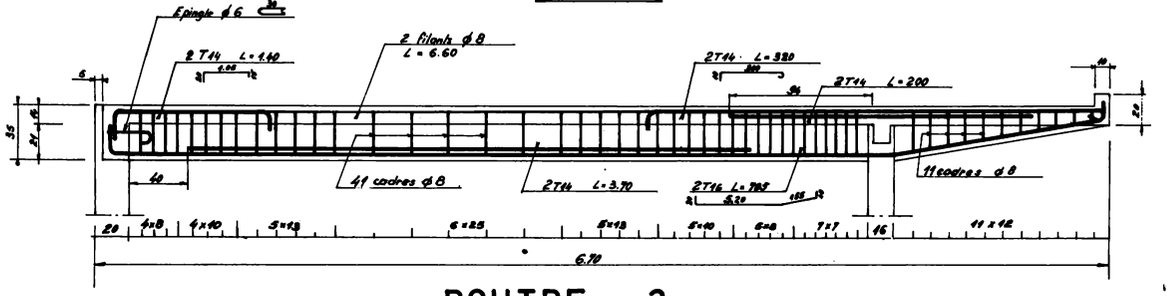


FIG. 17
Dalle reposant sur quatre murs.
La zone ① en triangle est portée théoriquement par le mur BC.



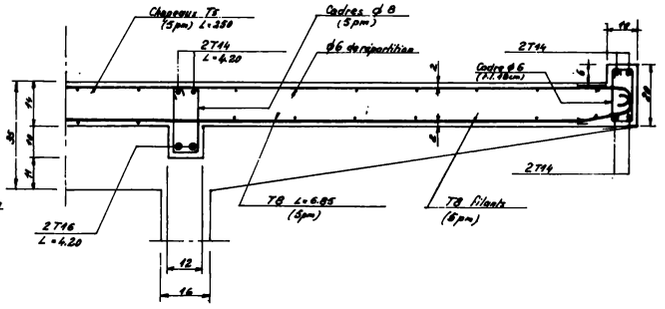
PLAN D ARMATURES DE LA DALLE

Echelle 0.02



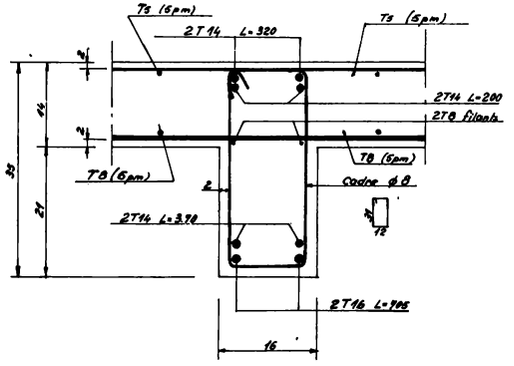
POUTRE 3

Echelle 0.02



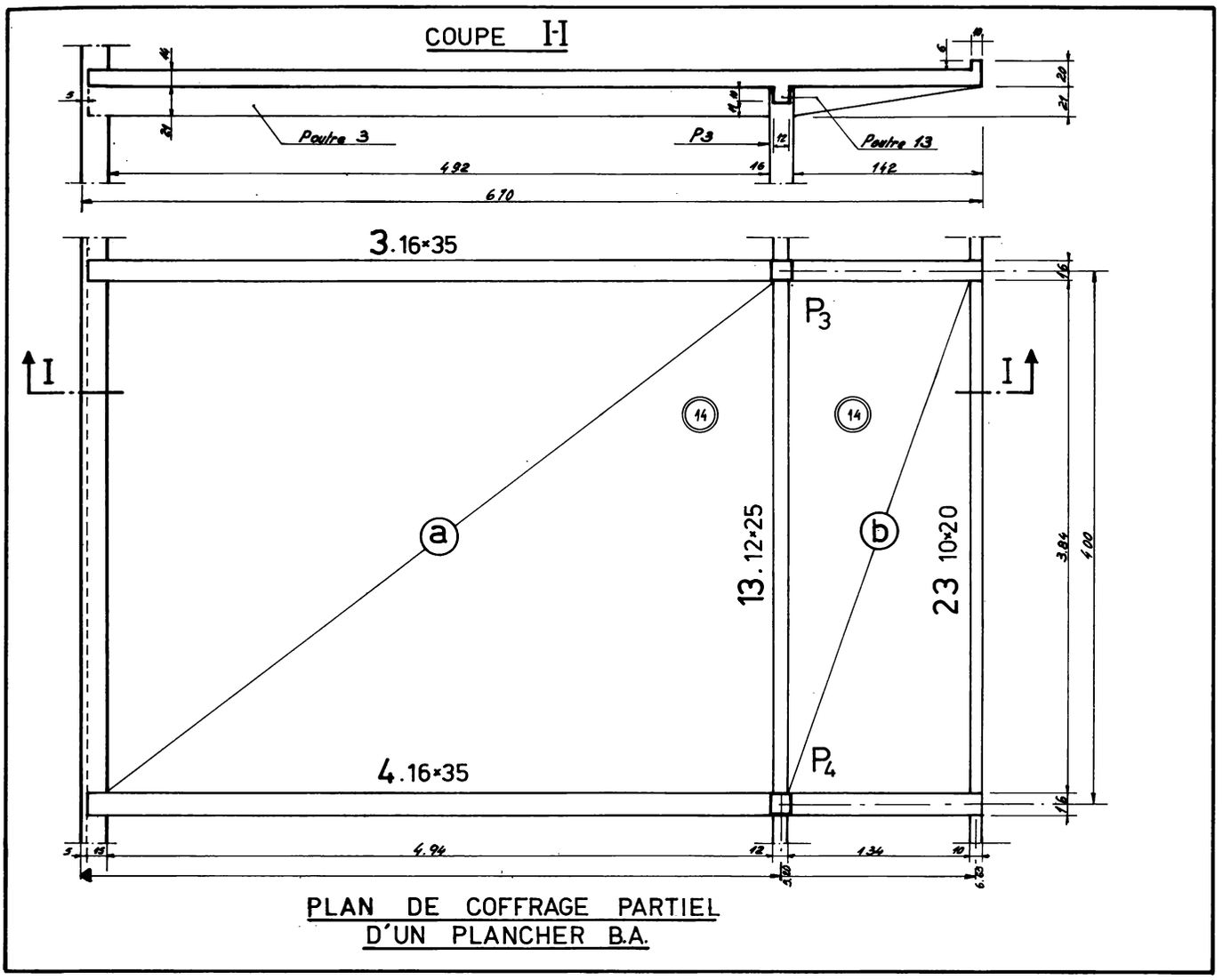
COUPE III-III

Echelle: 0.10



SECTION II-II

Echelle: 0.20



PLAN DE COFFRAGE PARTIEL D'UN PLANCHER B.A.

Comment choisit-on l'épaisseur

1.2 Épaisseur de la dalle

Elle résulte des conditions :

de résistance à la flexion → 1/30 à 1/35 de la portée pour une dalle reposant sur 2 appuis; 1/40 à 1/50 pour une dalle reposant sur trois ou quatre côtés;

d'isolation acoustique (loi de masse) ⩾ 16 cm;

de rigidité ou limitation de la flèche ≠ 1/500;

de sécurité en matière d'incendie :
- 7 cm pour 1 heure de coupe-feu;
- 11 cm pour 2 heures de coupe-feu.

Où placer les aciers ?

1.3 Armature de la dalle

1.31 - Règles de travail.

- L'armature doit compenser les défaillances du béton dans les zones tendues.
- Les aciers porteurs sont :
  - prolongés au-delà des appuis;
  - retournés sur les appuis (crochets) pour assurer leur ancrage par adhérence.
- Les barres **porteuses** sont placées dans le sens de la petite portée.
- Les barres dites **de répartition** sont placées orthogonalement aux barres porteuses (*fig.* 18).

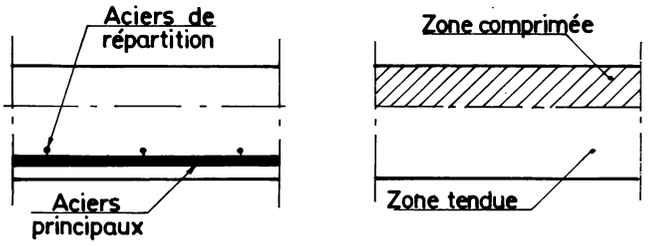


FIG. 18

– Le **quadrillage** ainsi formé est souvent constitué par des treillis soudés (*fig.* 19 et voir *fig.* 30).

NOTA : le fonctionnement d'une dalle continue reposant sur plusieurs appuis est analogue à celui d'une poutre continue.

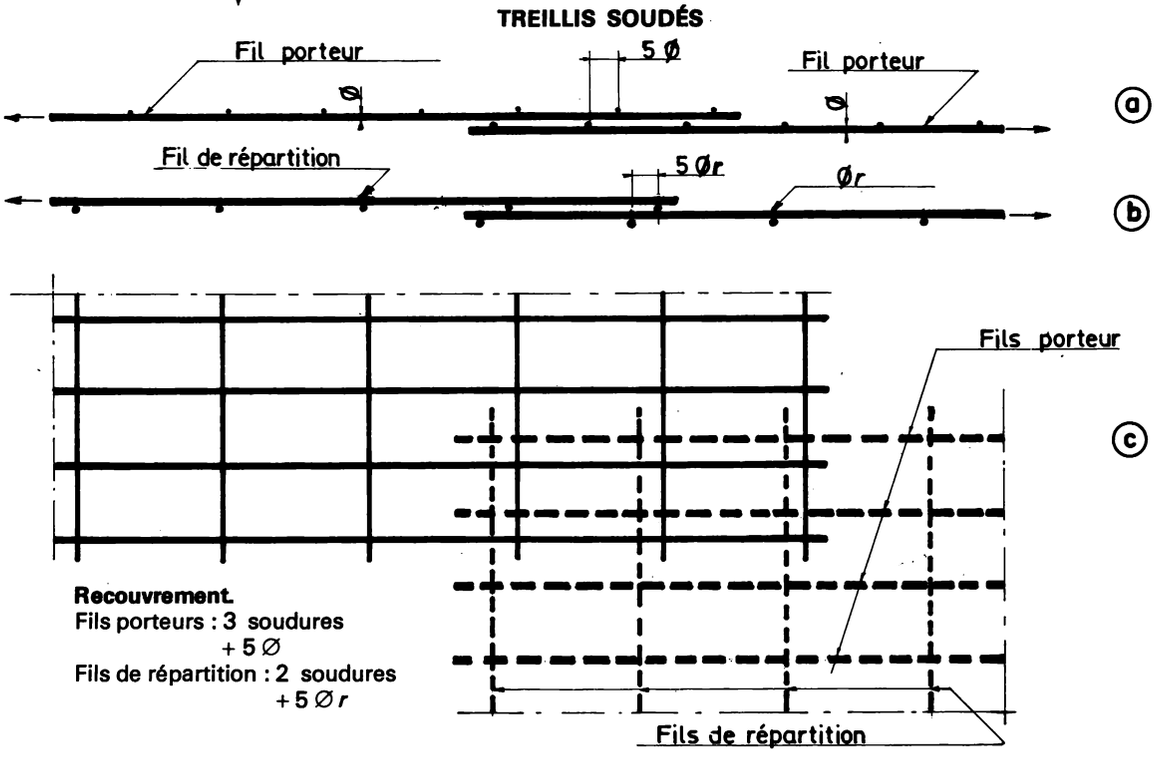


FIG. 19

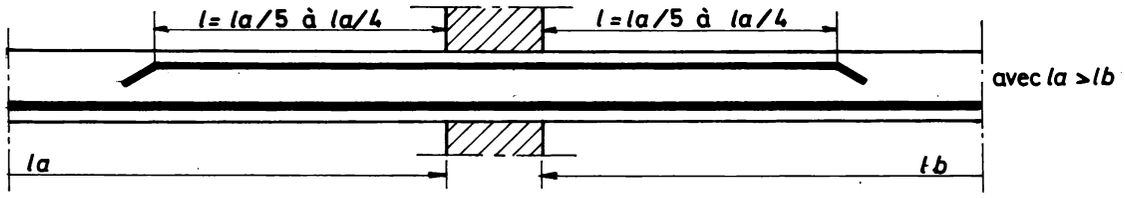


FIG. 20

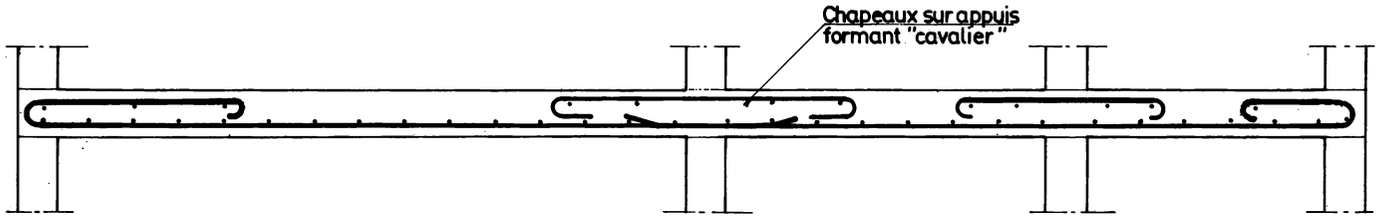


FIG. 21. – **Schéma de principe.**

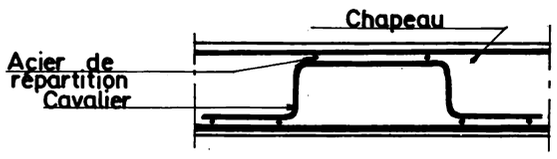


FIG. 22. – Cavalier support permettant la fixation des barres de répartition et des chapeaux.

Comment disposer les aciers ?

1.32 - Dispositions pratiques (*fig.* 20 à 22).

Le maintien des chapeaux sur appuis peut s'effectuer :

- en relevant une barre sur l'appui;
- en effectuant un retour sur la barre porteuse;
- en façonnant des chapeaux formant cavaliers.

L'effort tranchant est faible et la section cisaillée est grande, si bien que les aciers de coutures (cadres, étriers) ne sont pas nécessaires dans la majeure partie des cas.

L'enrobage des aciers placés à la partie inférieure est obtenu grâce à des cales plastiques ou béton.

Quelles sont les hypothèses de fonctionnement ?

2 Principes de calcul et règles pratiques

Cas rencontrés	Principe	Choix possibles
1er cas : panneaux longs uniformément chargés condition : $\frac{l_x}{l_y} \leqslant 0{,}40$ l_x est la petite portée l_y est la grande portée (forme rectangulaire allongée).	– L'étude s'effectue sur une bande élémentaire de 1 m de largeur. – La longueur est celle de la petite portée. – Les moments de flexion sont obtenus à partir du moment fléchissant d'une poutre reposant simplement sur 2 appuis. (M_o est le moment isostatique ci-dessus.)	Si le rapport entre deux travées voisines est compris entre 0,80 et 1,25, les choix possibles font l'objet des *figures* 23 et 24.

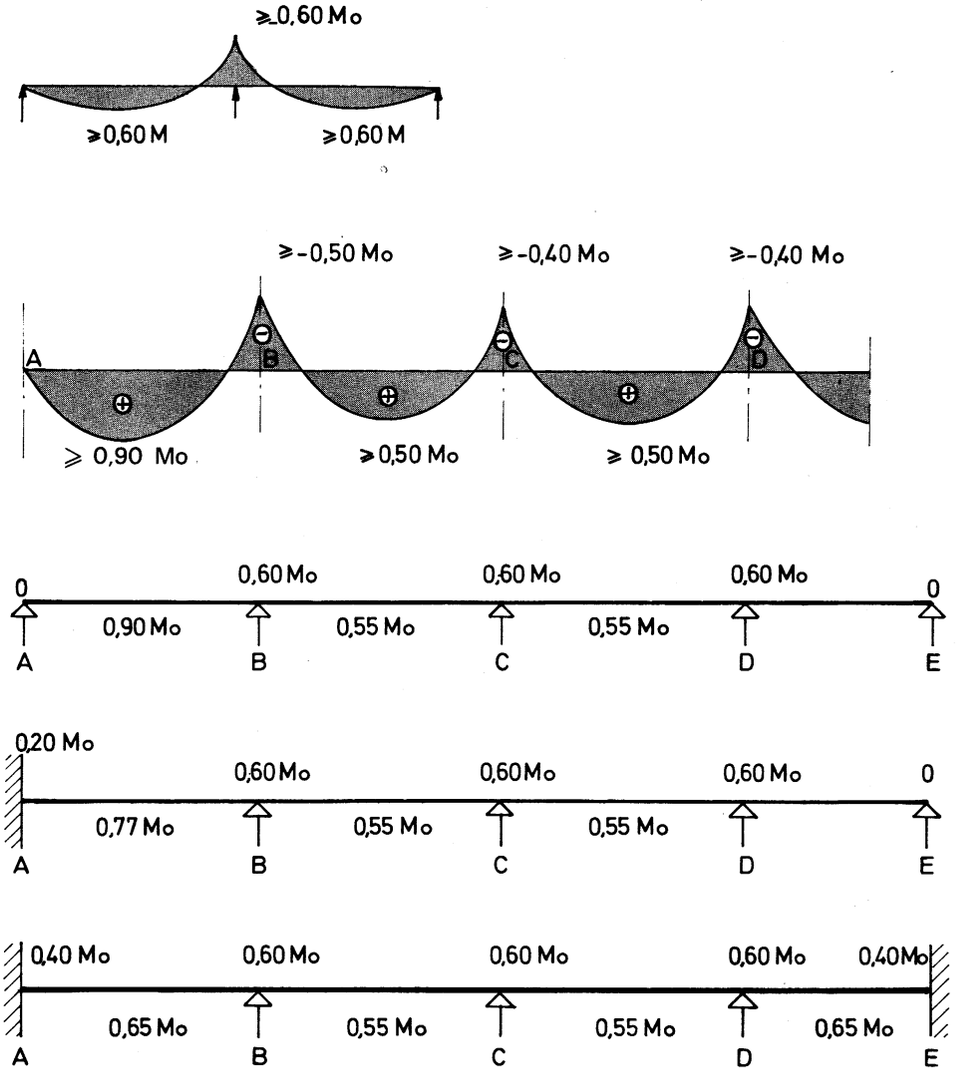


FIG. 23

Au-dessus de la ligne moyenne de la dalle est porté le Moment sur appui.
Au-dessus de la ligne moyenne de la dalle est porté le Moment en travée.

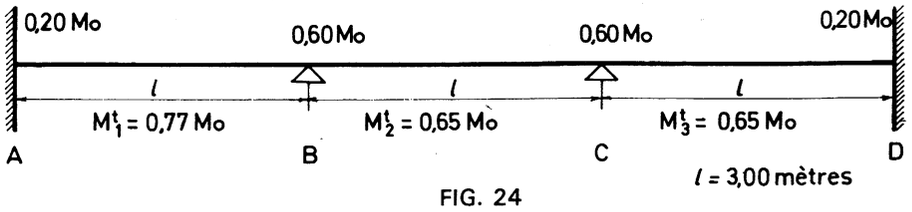


FIG. 24

2 Principes de calcul et règles pratiques (suite)

Cas rencontrés	Principe	Choix possibles
2e cas : le rapport l_x/l_y est compris entre 0,4 et 1.	– La dalle est considérée comme reposant sur 4 côtés. **Hypothèses :** considérons 2 bandes : – l'une de largeur « d_x »; – l'autre de largeur « d_y »; et une charge élémentaire ρ appliquée sur la partie commune aux deux bandes. **Constatations :** sous l'effet de la charge : – chaque bande se déforme; – chaque bande est soulagée par une série de bandes élastiques prenant appui sur les rives; – les lignes de rupture déterminés par essai de chargement figurent en traits interrompus. **Conclusion :** deux moments fléchissants agissent et sont évalués forfaitairement. **Les aciers sont porteurs dans les 2 sens.** Si les forces appliquées sont localisées, la résistance au poinçonnement doit être vérifiée.	*Figure* 25 *Figure* 26 *Figures* 27 à 30

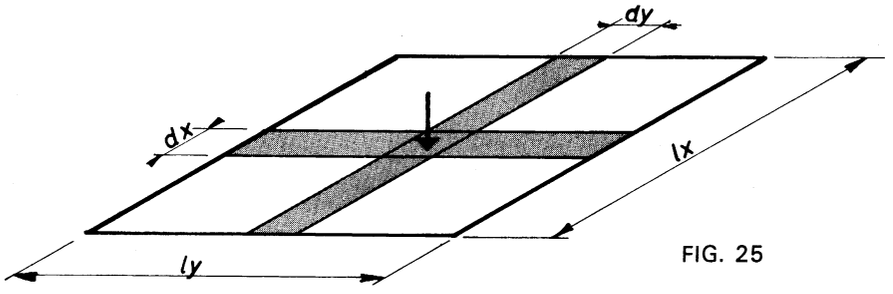


FIG. 25

Quelle est l'armature minimale à prévoir ?

3 Dispositions réglementaires applicables à tous les panneaux

– La section de l'armature de répartition, parallèle au grand côté, doit être au moins égale au quart de la section de l'armature principale.

– Dans le cas d'une dalle ne supportant que des charges ou surcharges uniformément réparties, l'écartement des aciers ne doit pas dépasser :

- 3 fois l'épaisseur de la dalle, ni 33 cm pour les aciers disposés suivant la petite portée;
- 4 fois l'épaisseur de la dalle, ni 45 cm pour les aciers disposés suivant la grande portée.

– La condition de « non fragilité » impose un pourcentage minimal d'acier afin d'équilibrer le moment de rupture du béton (règlement C.C.B.A.).

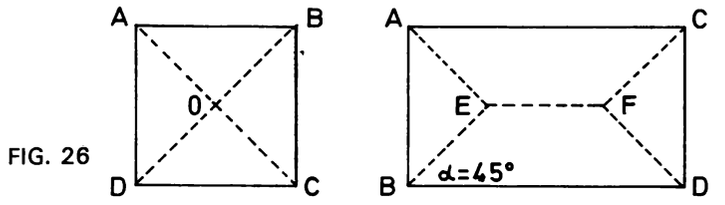


FIG. 26

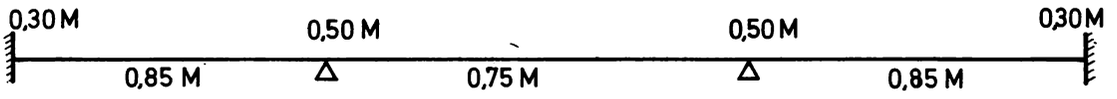


FIG. 27

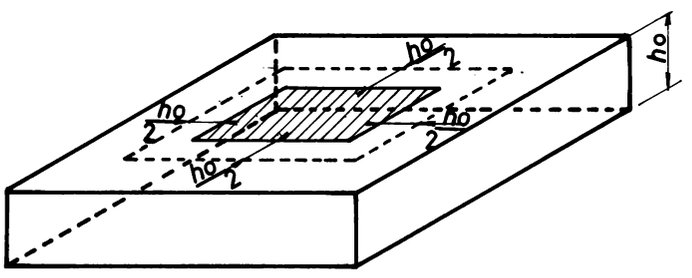


FIG. 28

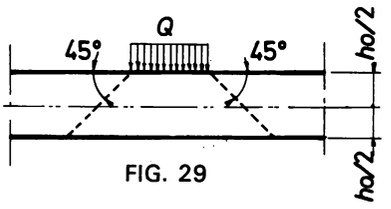


FIG. 29

Panneau ABCD faisant partie d'une dalle continue

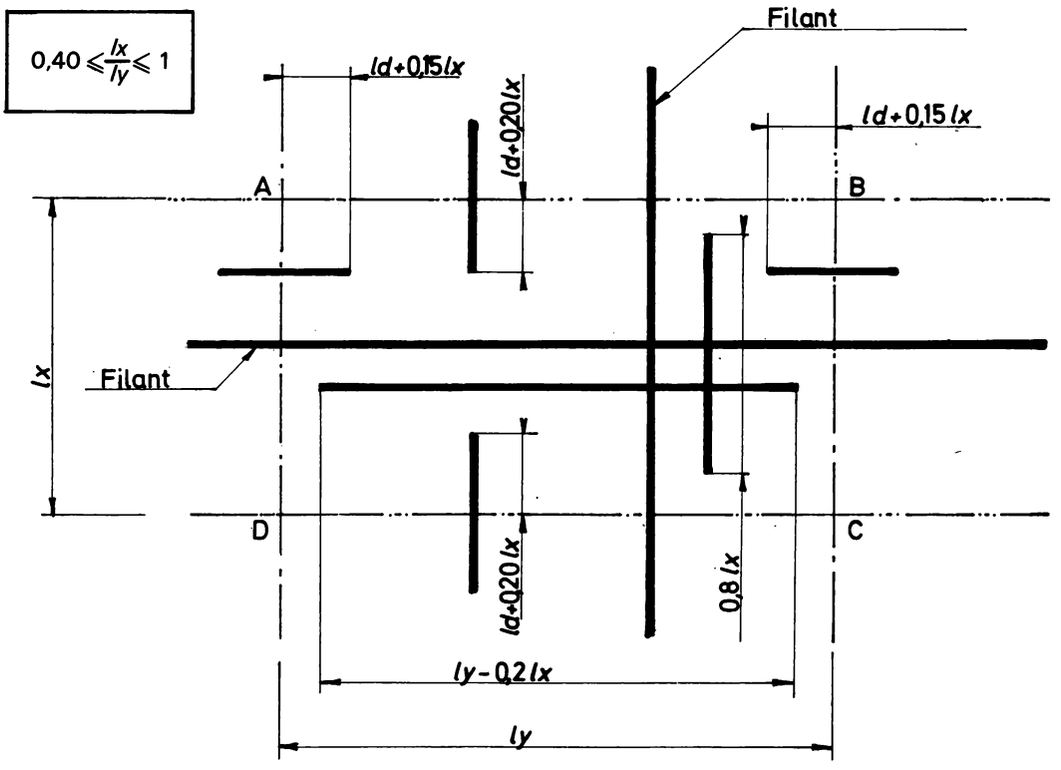


FIG. 30

Dispositions pratiques pour les arrêts des barres inférieures et supérieures.

- *ld* est la longueur du scellement droit.
- le contour ABCD délimite les portées *lx* et *ly* entre nus d'appuis.
- la longueur d'un chapeau, dans le cas de panneaux identiques, s'obtient par :

$$L = 2\,(ld + \begin{matrix}0{,}15\\ \text{ou } 0{,}20\end{matrix}\,lx) + \text{épaisseur du mur.}$$

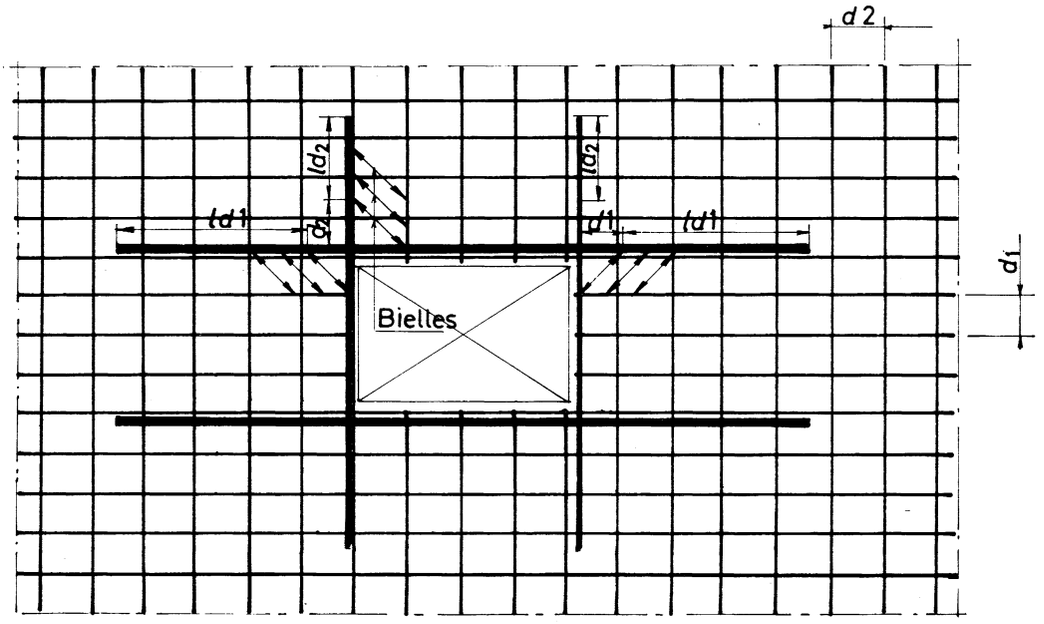


FIG. 31. – **Ouverture dans les dalles.**
La longueur de scellement droit des aciers, l_{d_1} ou l_{d_2}, est augmentée de l'écartement d_1 ou d_2 de l'espacement entre aciers.

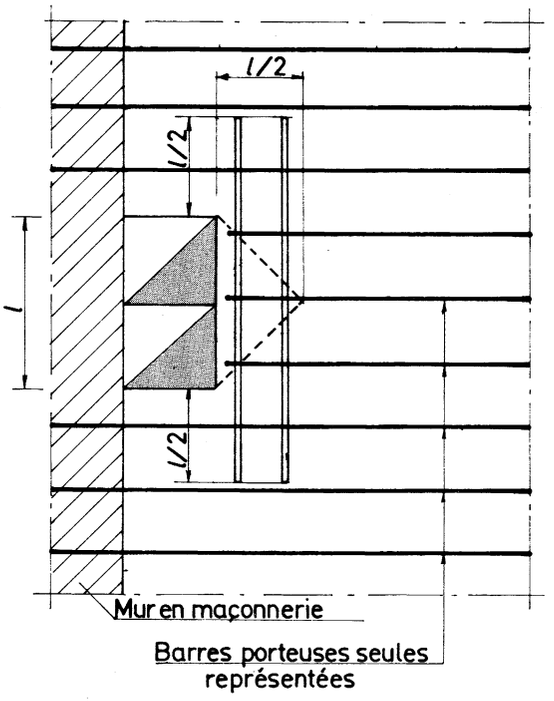


FIG. 32

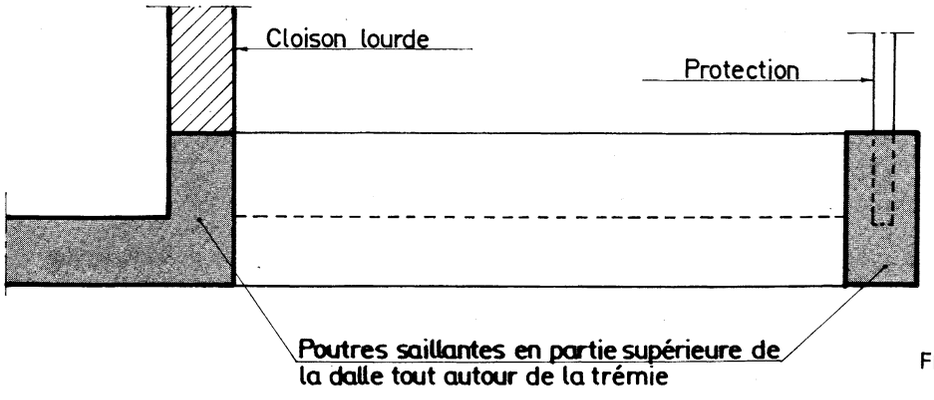


FIG. 33

4 Ouvertures dans les dalles

Pourquoi ?

4.1 Elles sont nécessaires pour le passage :

- des gaines;
- des conduits (fumées, ventilations);
- des ascenseurs;
- des escaliers.

4.2 Les ouvertures de **faibles dimensions** nécessitent :

- la réservation de l'évidement (coffrage);
- des aciers de renfort au pourtour de la réservation.

Quels moyens ?

La transmission des efforts dans le béton s'effectue par des bielles horizontales inclinées à 45° (*fig.* 31 et 32).

La section des aciers sectionnés étant égale à « A », la section minimale à disposer de chaque côté est d'au moins 0,55 A.

4.3 Les ouvertures de **grandes dimensions** (trémie d'escalier) nécessitent à leur pourtour, des poutres ou des nervures :

- incorporées dans l'épaisseur de la dalle;
- en saillie en sous-face;
- en saillie sur la face supérieure.

Les solutions pratiques font l'objet des *figures* 33 à 36 :

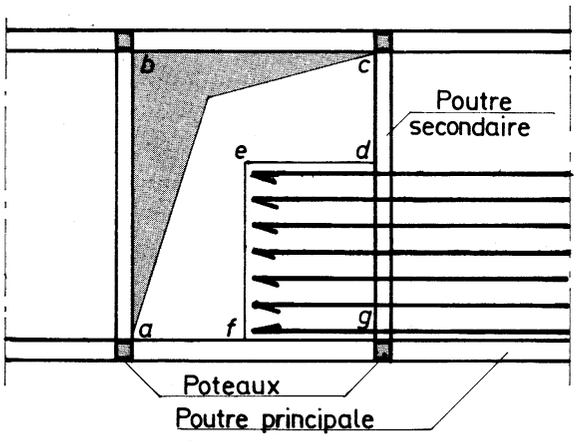


FIG. 34

Trémie *abcdefa.*
La partie de dalle **edgf** est en encorbellement.

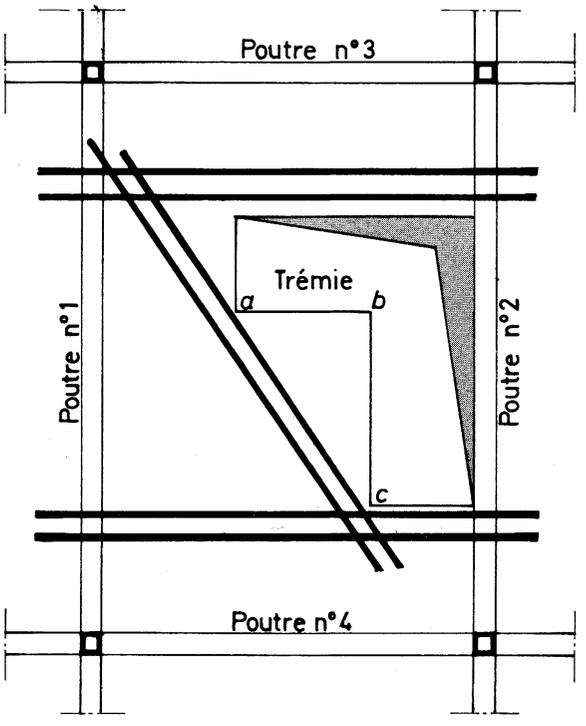


FIG. 35. – **Schéma de poutres noyées dans l'épaisseur de la dalle.**
La partie triangulaire *abc* est ensuite armée en console.

Armature du lit inférieur constituée par un quadrillage.

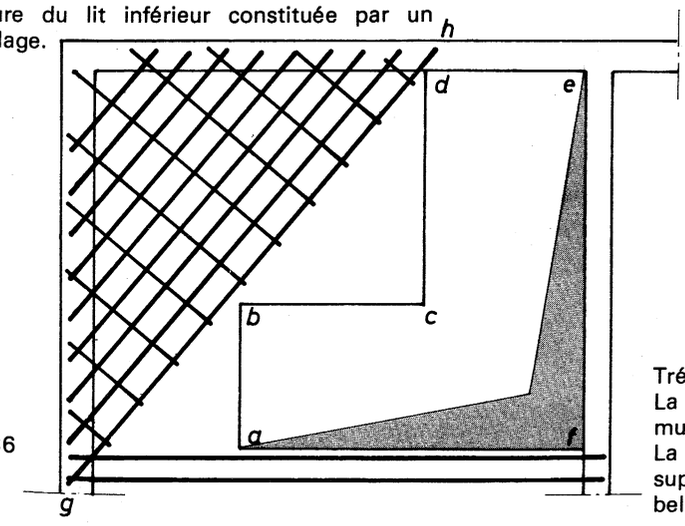
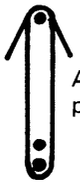


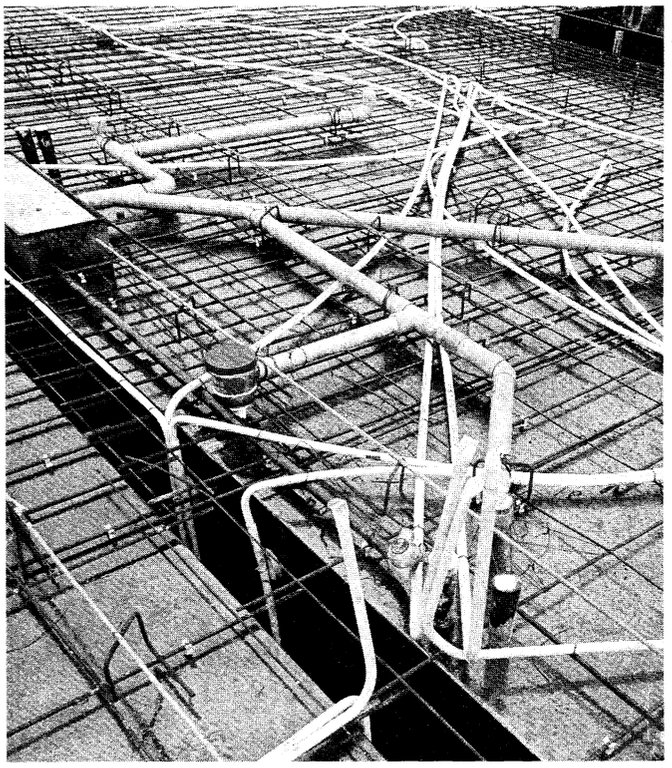
FIG. 36



Armature de la poutrelle *gh.*

Trémie *abcdefa.*
La dalle repose en grande partie sur les deux murs de rive où elle se trouve encastrée.
La poutrelle *gh* sert à fixer les aciers du lit supérieur pour les parties *bcd* et *gba* en encorbellement.

5 Coffrage des dalles pleines



Le coffrage des dalles a trouvé une solution industrielle avec l'arrivée sur le marché des tables coffrantes.

Le développement des prédalles apporte une solution rapide en constituant à la fois le coffrage et l'armature.

Il en est de même pour les planchers réalisés avec des bacs d'acier galvanisés juxtaposés.

La solution par réalisation simultanée des murs et planchers-dalles à l'aide d'un coffrage tunnel est également très utilisée.

L'examen de ces méthodes ou solutions doit permettre de les adapter dans chaque cas particulier suivant les impératifs du chantier.

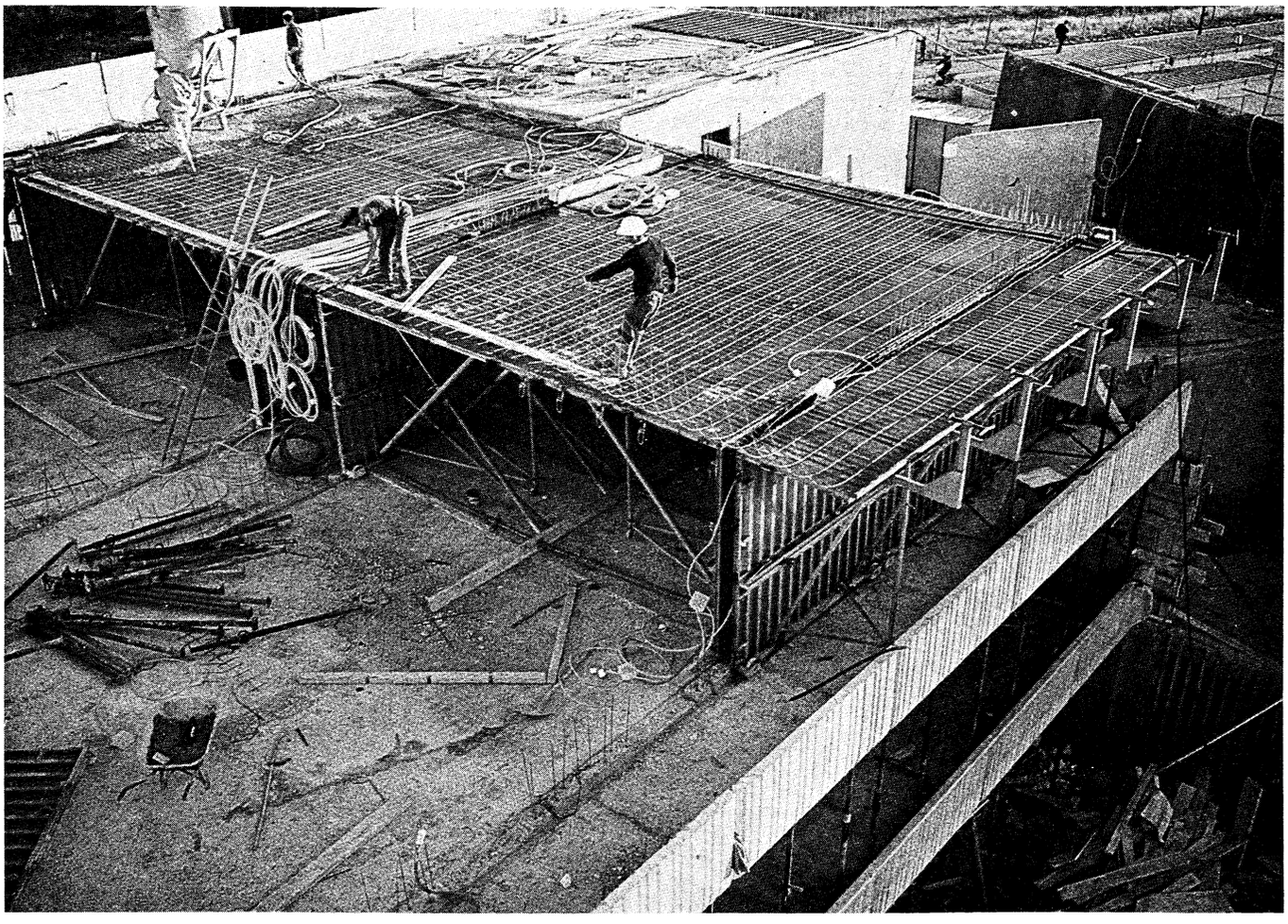
5.1 Coffrage traditionnel

Il s'effectue :

- dans le cas d'un sous-sol non habitable où la surface apparente a peu d'importance, en utilisant des planches plus ou moins régulières, ou si un enduit plâtre est prévu (*fig.* 37 à 39);
- en raison des options prises par l'entreprise qui adopte:
  - des madriers ou des poutrelles extensibles comme supports horizontaux (*fig.* 40 à 47),
  - du contreplaqué pour obtenir un parement acceptable au décoffrage (*fig.* 48).

Coffrage tunnel pour dalle en béton armé.
On remarque : – les gaines électriques,
– les évacuations d'eaux usées qui sont incorporées dans la dalle.

(Documents OUTINORD.)



Réalisation d'une dalle en béton armé (coffrage tunnel).

Balèvres dues à la déformation des planches.

FIG. 37

FIG. 38

Planches d'épaisseurs différentes.

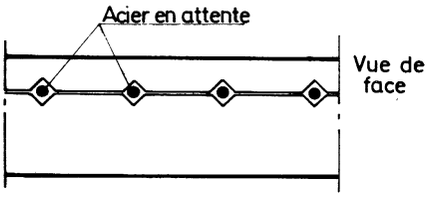


FIG. 39. – Coffrage constitué de deux éléments pour obtenir les créneaux permettant le passage des aciers en attente.

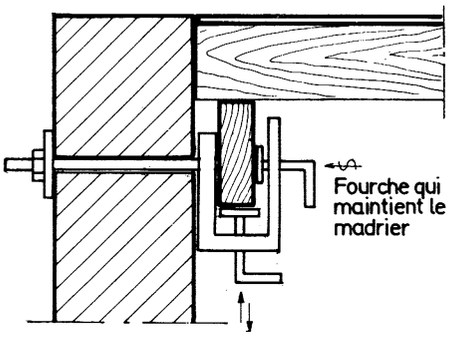
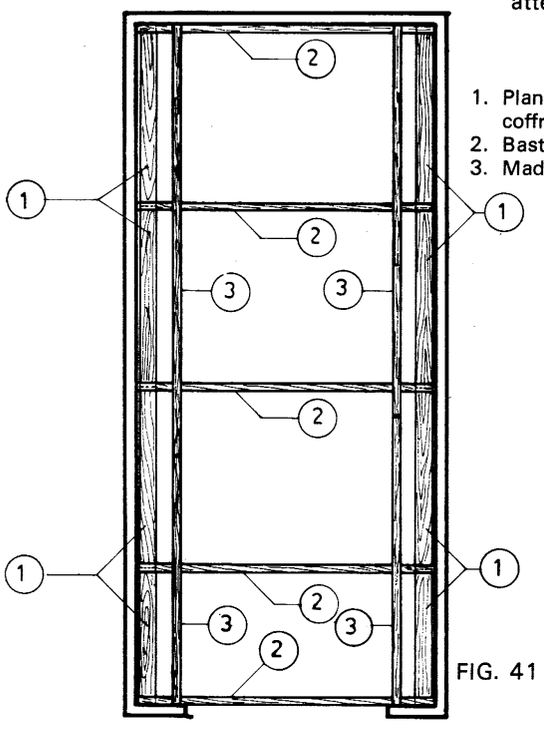


FIG. 40

Stade provisoire



1. Planche de coffrage
2. Bastaing
3. Madrier

FIG. 41

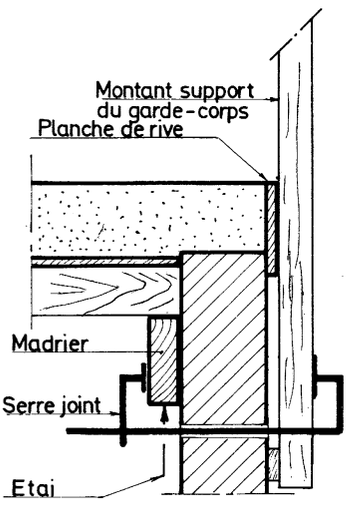


FIG. 42

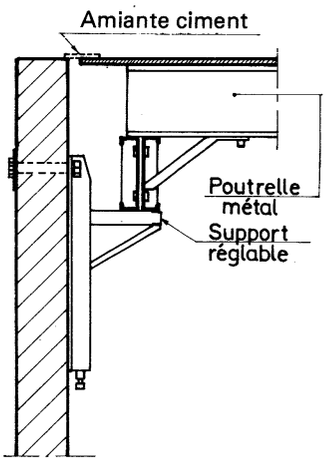


FIG. 43

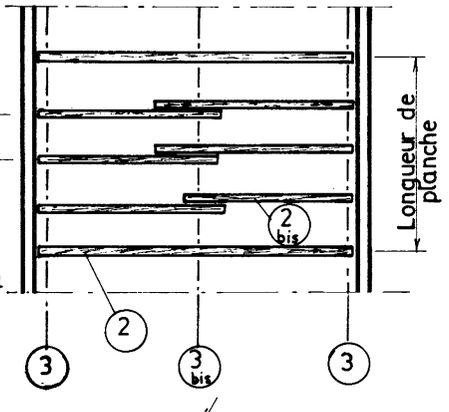


FIG. 44

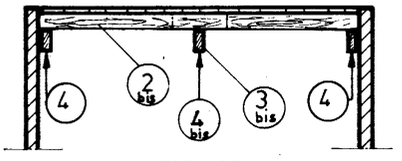


FIG. 45

Stade définitif
(éléments en place)

2 *bis.* Bastaings croisés
3. Madrier latéral
3 *bis.* Madrier axial

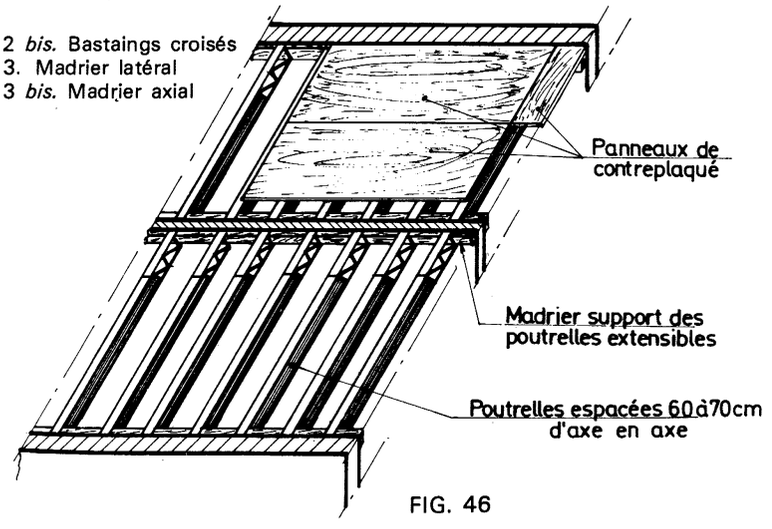


FIG. 46

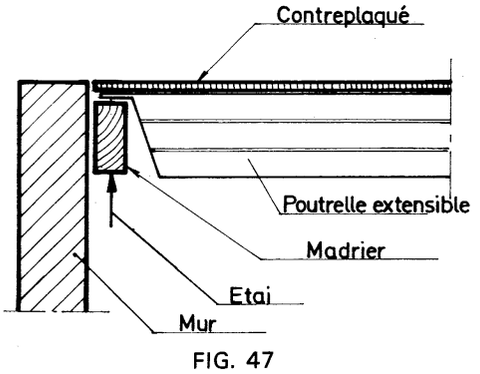


FIG. 47

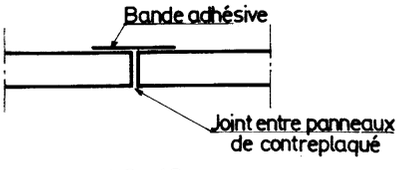


FIG. 48

5.2 Coffrage avec tables coffrantes

5.21 - Principe : les tables coffrantes ont pour but de réaliser à la fois :

- l'étaiement vertical;
- l'étaiement horizontal;
- le fond de moule.

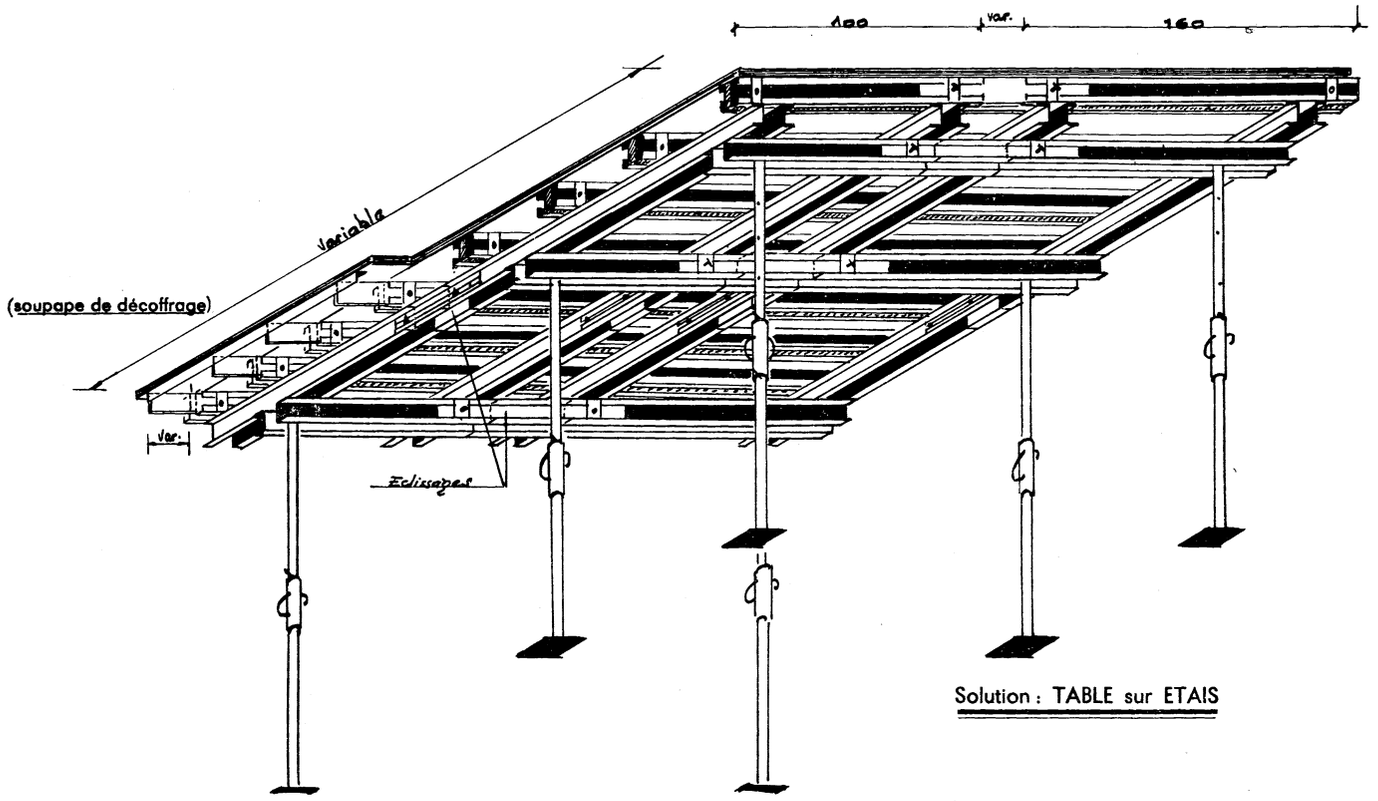


FIG. 49

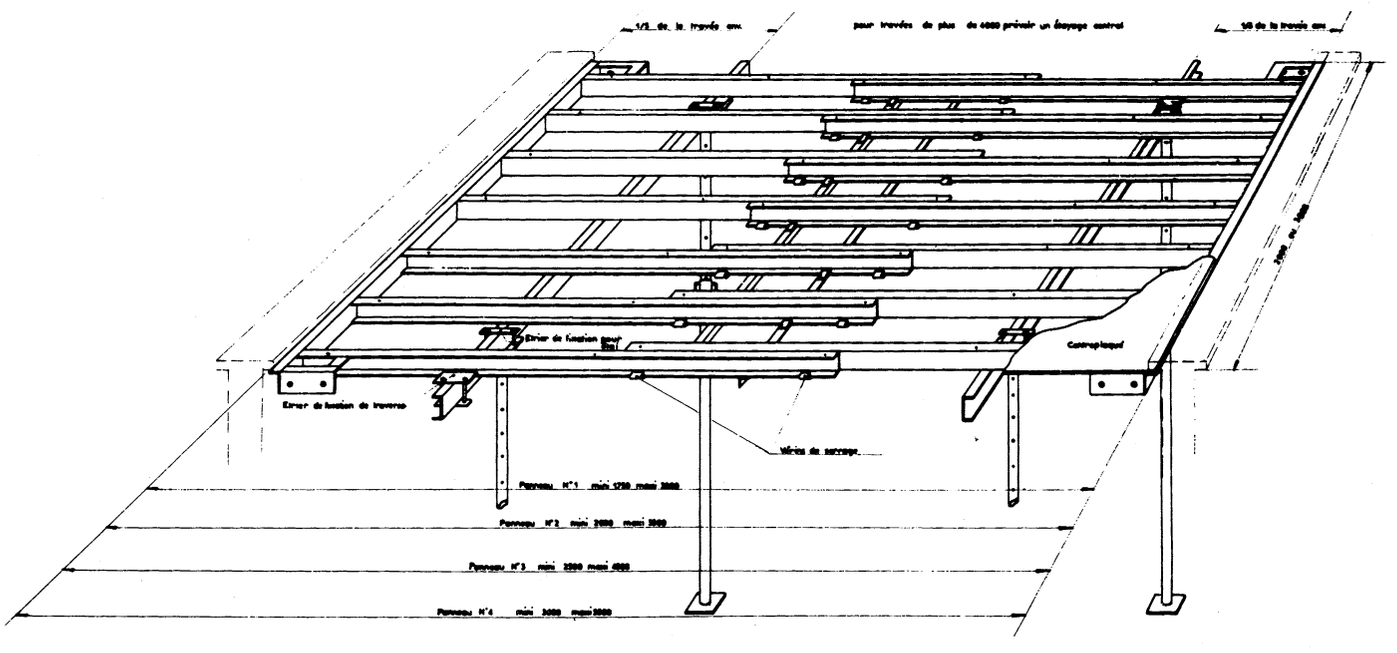


FIG. 50

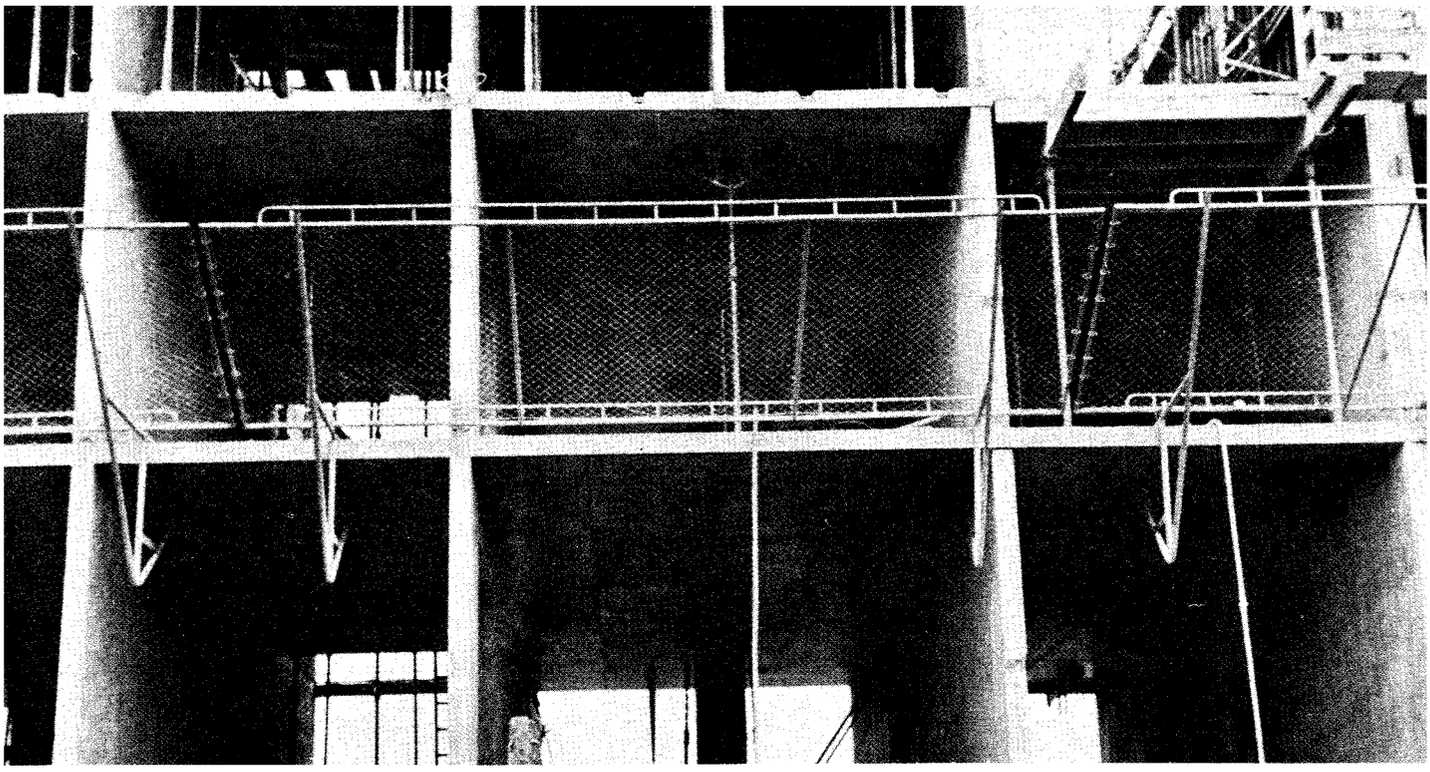


FIG. 51. – Protecteurs à auvent.

5.22 - Conditions de leur utilisation.

La constitution des tables doit permettre :

- d'assurer la protection en bordure du vide;
- le réglage à hauteur de la plate-forme horizontale;
- l'obtention d'une contreflèche au milieu de la portée;
- la translation à l'intérieur d'une cellule et la facilité du transfert au même étage ou à l'étage supérieur;
- le décoffrage aisé de la table en dépit des imperfections d'alignement ou de verticalité des murs latéraux;
- le passage sous les retombées de poutre;
- l'étaiement partiel de la dalle avant décoffrage total;
- une rotation rapide du matériel utilisé;
- une grande souplesse d'emploi pour s'adapter aux variations rencontrées dans les portées, dans le sens longitudinal et transversal.

5.23 - Constitution des tables.

5.231 - Tables réalisées avec du matériel classique de coffrage et d'étaiement :

- charpente avec poutrelles extensibles;
- panneaux de contreplaqué.

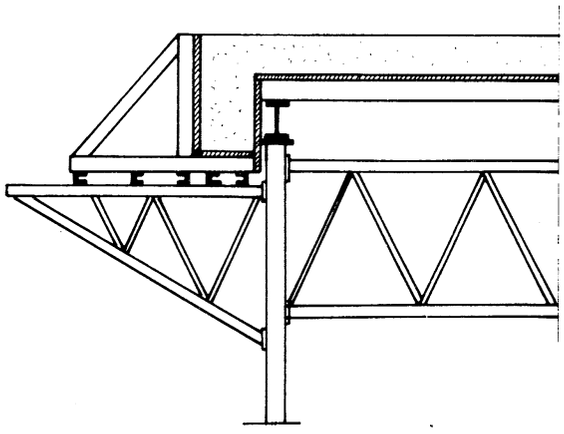


FIG. 52

5.232 - Tables spécialisées de dimensions constantes ou légèrement variables par interposition d'un panneau d'appoint :

- charpente constituée par des portiques triangulés;
- platelage métallique;
- transport par galets orientables et manutention à l'aide d'un palonnier équilibré.

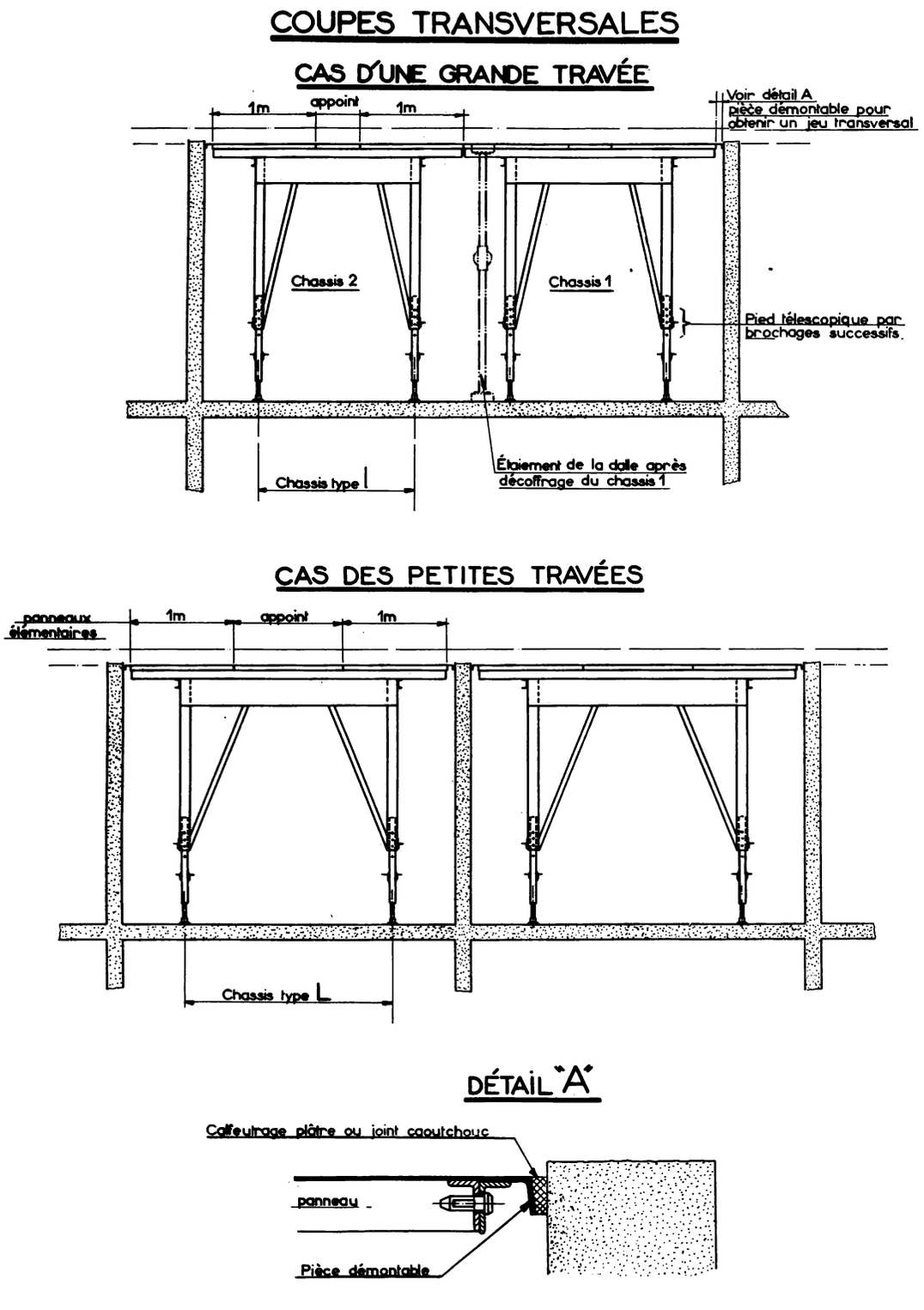
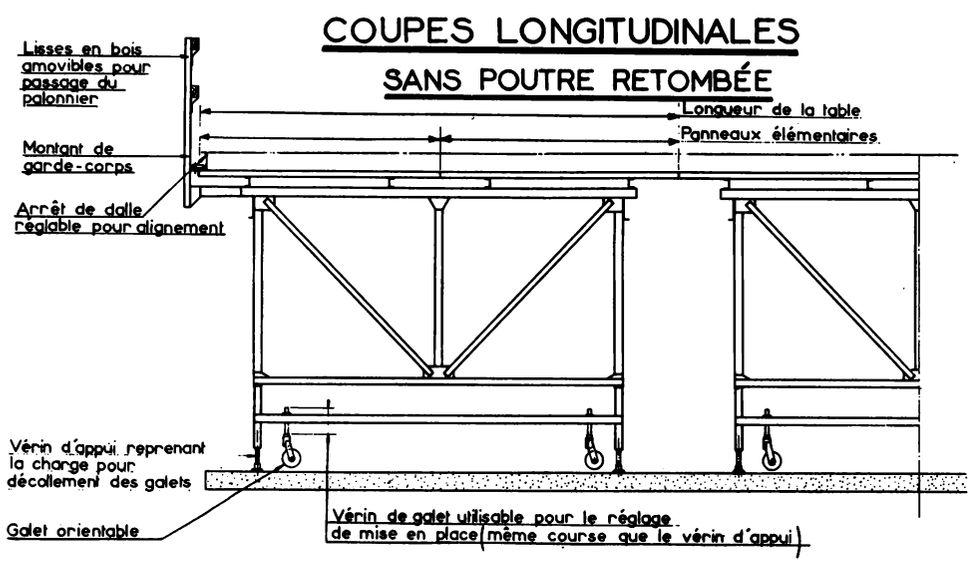
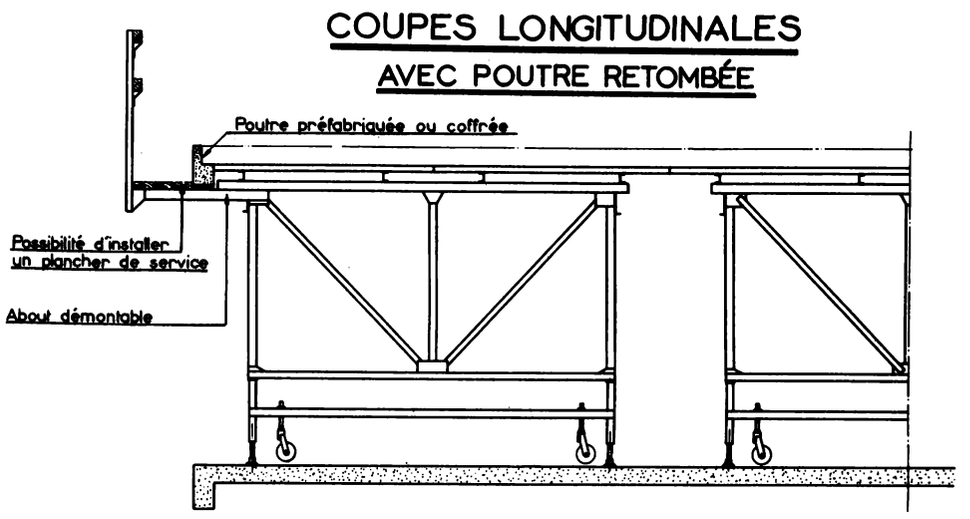


FIG. 53


COUPES LONGITUDINALES
SANS POUTRE RETOMBÉE
Lisses en bois amovibles pour passage du palonnier
Montant de garde-corps
Arrêt de dalle réglable pour alignement
Longueur de la table
Panneaux élémentaires
Vérin d'appui reprenant la charge pour décollement des galets
Galet orientable
Vérin de galet utilisable pour le réglage de mise en place (même course que le vérin d'appui)


COUPES LONGITUDINALES
AVEC POUTRE RETOMBÉE
Poutre préfabriquée ou coffrée
Possibilité d'installer un plancher de service
About démontable

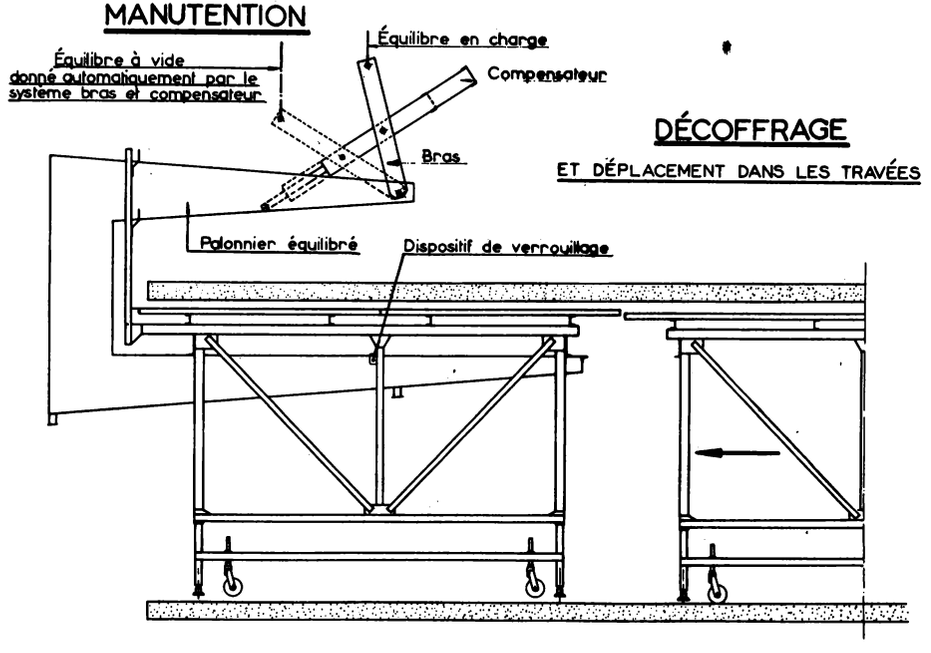

MANUTENTION
Équilibre à vide donné automatiquement par le système bras et compensateur
Équilibre en charge
Compensateur
Bras
DÉCOFFRAGE
ET DÉPLACEMENT DANS LES TRAVÉES
Palonnier équilibré
Dispositif de verrouillage

FIG. 54

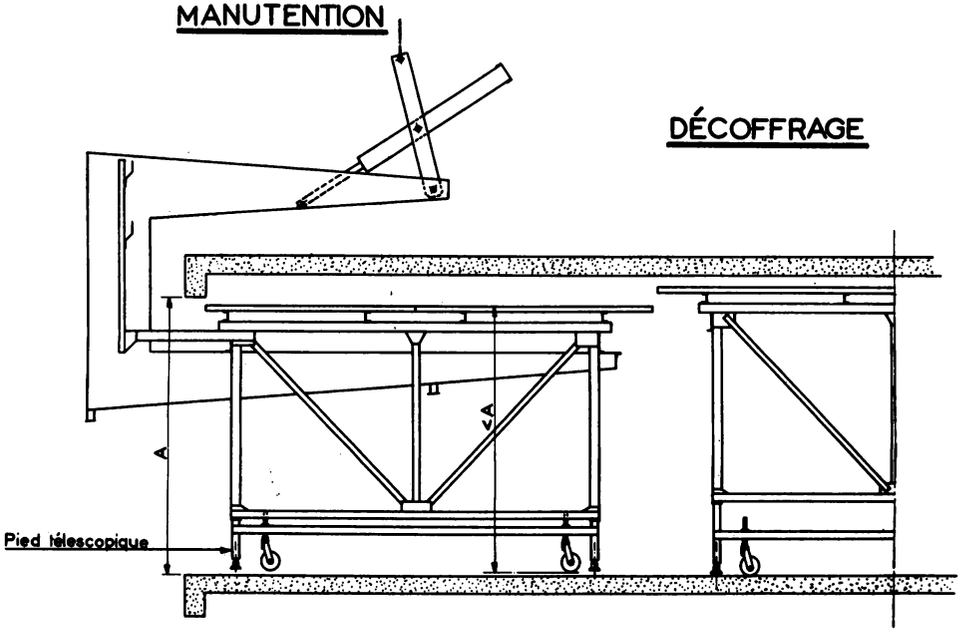

MANUTENTION
DÉCOFFRAGE
Pied télescopique

FIG. 55

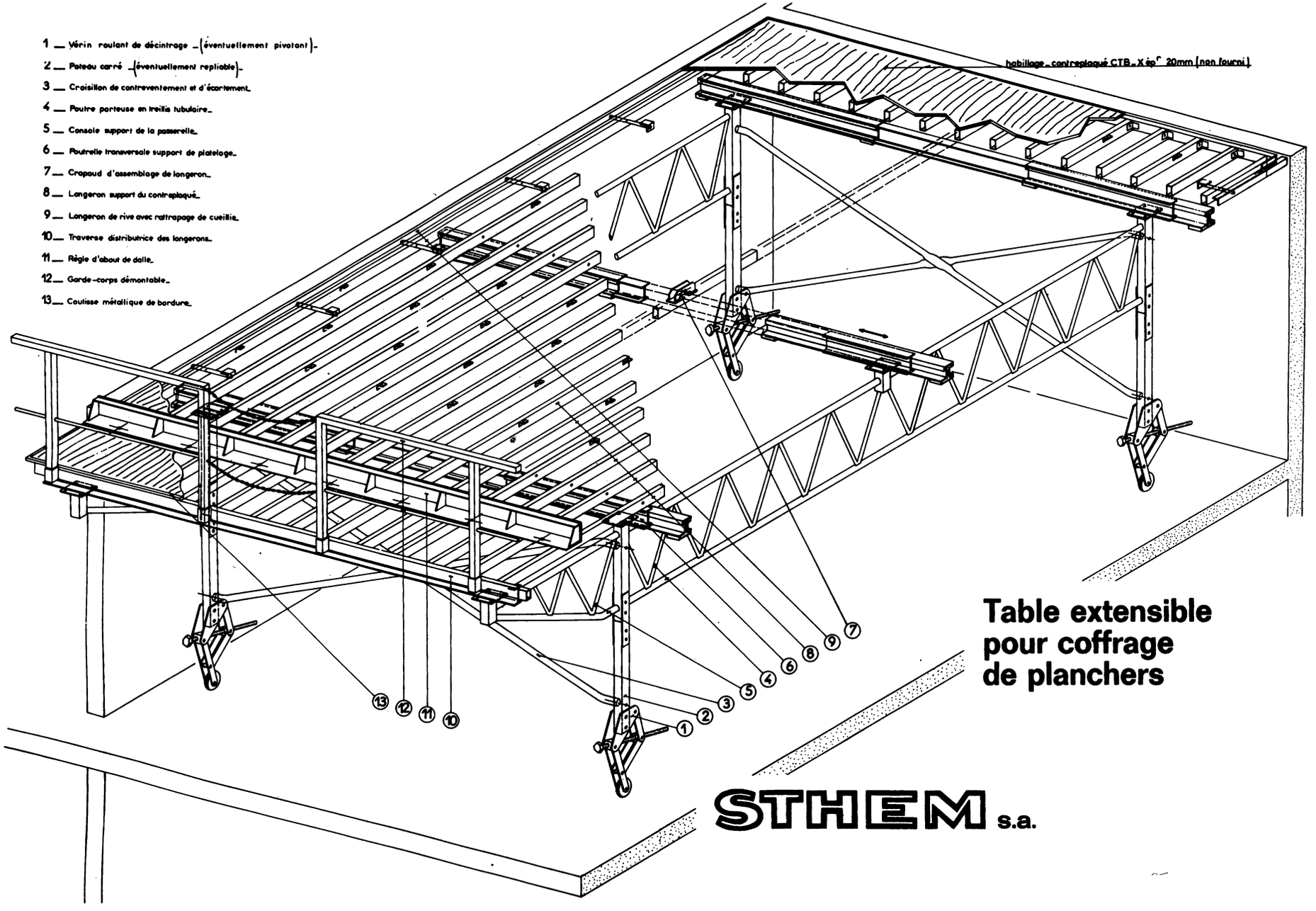

1 — Vérin roulant de décintrage (éventuellement pivotant)
2 — Poteau carré (éventuellement repliable)
3 — Croisillon de contreventement et d'écartement
4 — Poutre porteuse en treillis tubulaire
5 — Console support de la passerelle
6 — Poutrelle transversale support de platelage
7 — Crapaud d'assemblage de longeron
8 — Longeron support du contreplaqué
9 — Longeron de rive avec rattrapage de cueillie
10 — Traverse distributrice des longerons
11 — Règle d'about de dalle
12 — Garde-corps démontable
13 — Coulisse métallique de bordure
habillage - contreplaqué CTB - X ép° 20mm (non fourni)
Table extensible pour coffrage de planchers
STHEM s.a.

FIG. 56

5.233 - Tables extensibles.
Elles constituent le coffrage-outil par excellence, car elles s'adaptent à la multiplicité des dimensions suivant les trois axes de l'espace.
Les raidisseurs horizontaux sont parfois escamotables pour faciliter les manutentions (parties oscillantes) (*fig.* 57, 58, 59, 60).

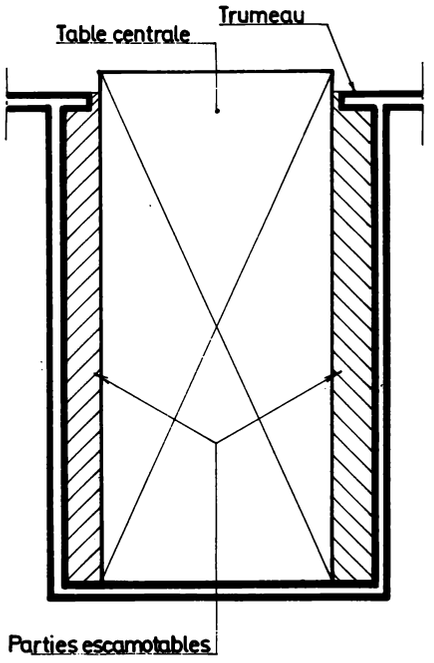


FIG. 57. – Coffrage entre trumeaux.

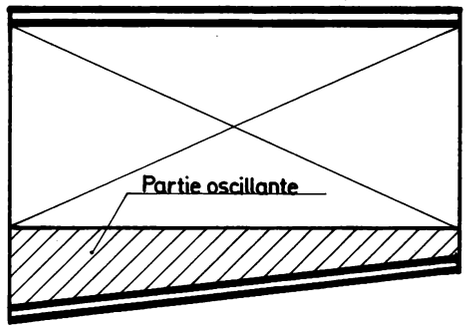


FIG. 58. – Dalle en forme de trapèze.

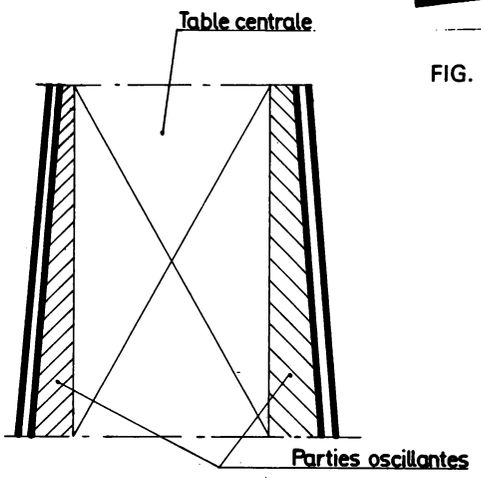


FIG. 59

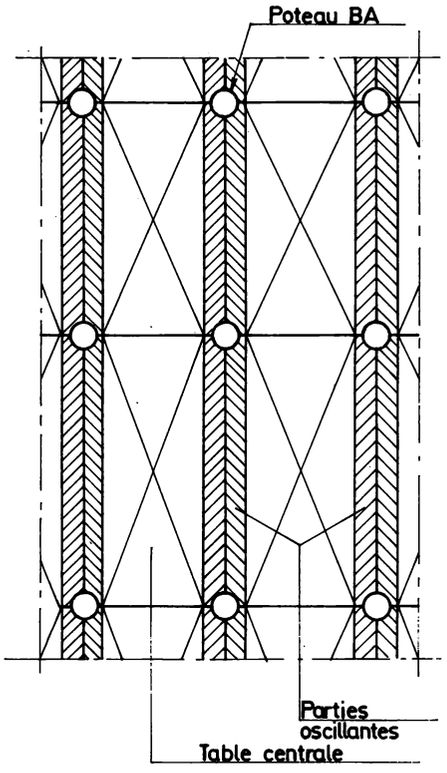


FIG. 60. – Coffrage de dalles entre poteaux.

5.234 - Indications sur les dimensions des tables.
2,50 à 7,50 m de longueur par fraction d'un ½ mètre : soit 2,50, 3, 3,50, 4 m, etc.
2,10 à 2,60 m de hauteur réglable pour échapper aux linteaux et aux autres obstacles.

5.3 Coffrages avec tôles ou bacs en acier

Ces coffrages sont utilisés avantageusement dans le cas d'une ossature métallique (poteaux et poutres).
Les éléments coffrants sont profilés à froid avec des nervures pourvues de perforations qui favorisent la liaison béton-acier.
La face inférieure du bac peut constituer le plafond.
Les coffrages et décoffrages sont ainsi supprimés, seul un étaiement partiel est nécessaire avec une file d'étais à 1,20 m d'écartement (*fig.* 61, 62, 63, 64, 65, 66, 67).

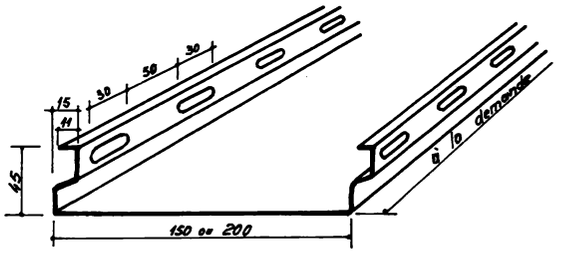


FIG. 61. – Plancher et plafond « COFRARMA ». Bac standard en tôle d'acier galvanisé de 8/10 mm.

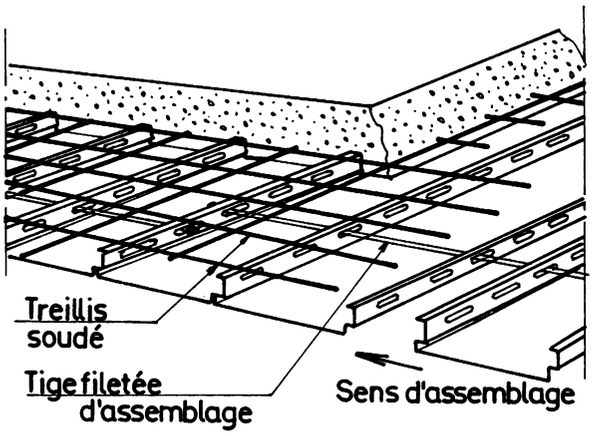


FIG. 62

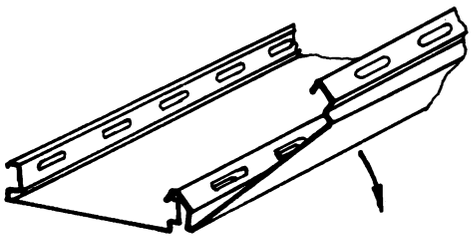


FIG. 63. – Bac auto-accrocheur.

Détail de liaison sur l'appui (chaînage)

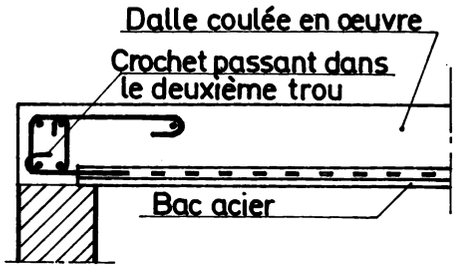


FIG. 66

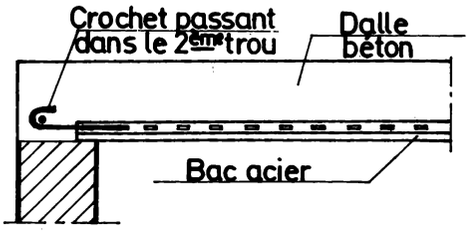


FIG. 67

Détail de liaison sur ossature métallique

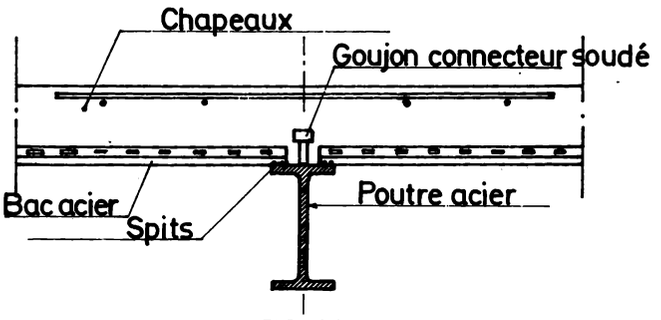


FIG. 64

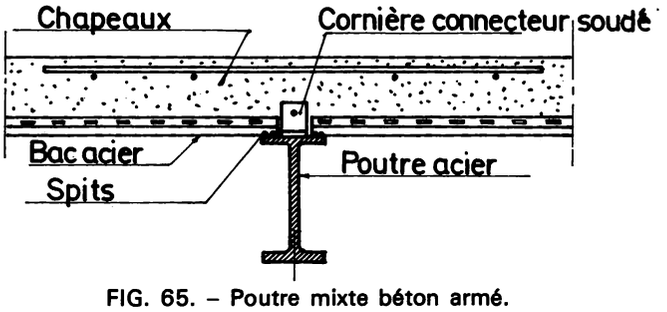


FIG. 65. – Poutre mixte béton armé.

6 Bétonnage

Le dosage en liant, par m³ de béton mis en œuvre, varie entre 300 à 350 kg de C.P.A.L.

Le béton mis en place par vibration est dressé à la règle vibrante qui prend appui sur des guides préalablement réglés.

15. 3. PLANCHERS AVEC NERVURES ET DALLES

Quels sont les problèmes à résoudre ?

BUTS RECHERCHÉS → RÉALISATIONS

- Supporter de fortes surcharges $S > 250$ kg/m². → Locaux publics.
- Franchir des portées > 5 m. → Magasins.
- Éliminer le poids propre inutile. → Entrepôts.
- Utiliser le béton en compression. → Parkings.

Plancher à nervures → apparentes / cachées

FIG. 68 et 69

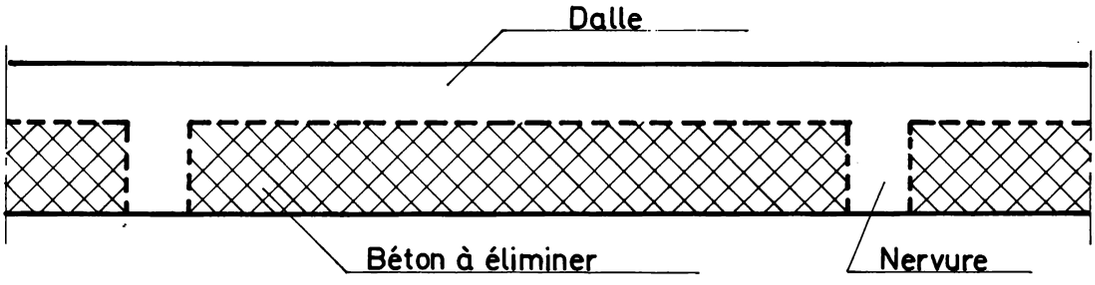


FIG. 68

Coupes partielles transversales (schémas de principe)

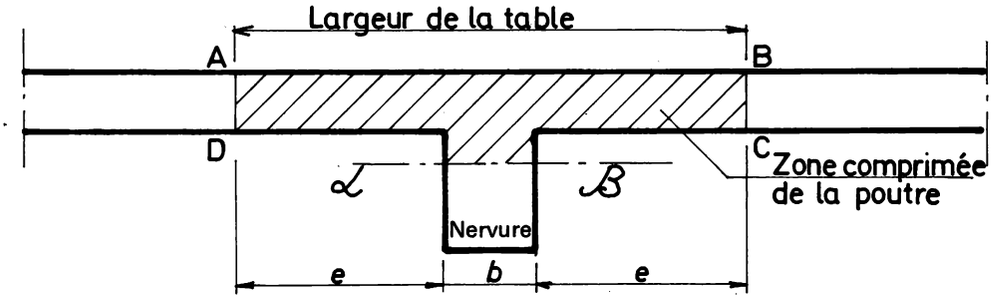


FIG. 69

Quelles sont les conditions ?

SOLUTIONS DE PRINCIPE → CONDITIONS

- Table de compression + Nervure associée à la table → Poutre en B.A. en forme de T
  - → La largeur de la table prise en compte est égale à : $(2e + b)$ (*fig.* 69).
- On élimine en grande partie le béton tendu en face inférieure afin d'alléger la structure.
  - → La distance « e » est limitée :
    - au 1/10 de la portée de la nervure ;
    - à la moitié entre faces voisines de 2 nervures consécutives.

Exemple :

- plancher avec nervures espacées de 2 m;
- portée des nervures égale à 5 m;
- épaisseur des nervures de 18 cm.

Valeur retenue pour « e » : $\frac{200}{2} = 100$ cm.

$\frac{500}{10} = 50$ cm.

La largeur de la table de compression prise en compte est :

$(2\,e + b) = (2 \times 50) + 18 = 118$ cm.

Quels moyens ?

SOLUTIONS TYPES → MODE DE RÉALISATION

Planchers à nervures :
- parallèles
- croisées
- (ou orthogonales)

→ traditionnel → caisson coffrant
→ système mixte (bois-métal)

→ traditionnel évolué →
- nervures préfab.
- coff. en acier perdu
- coff. autoportant
- caissons polystyrène
  - — métal
  - — béton
- tables coffrantes

(*fig.* 70 à 81)

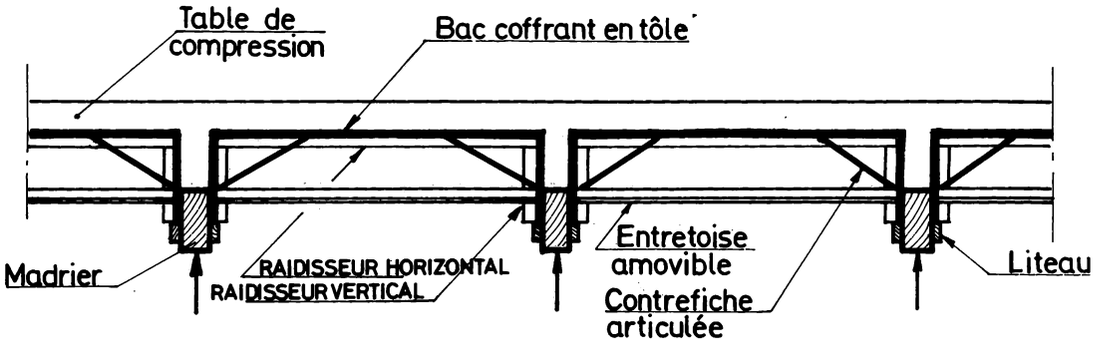


FIG. 70

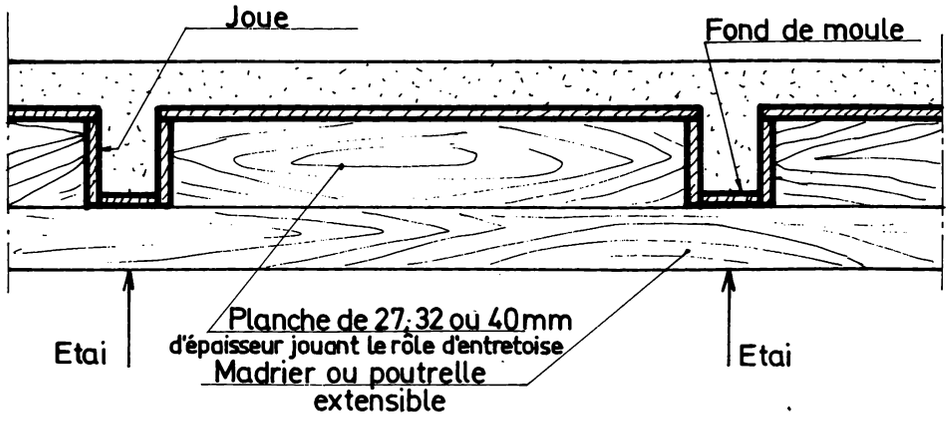


FIG. 71

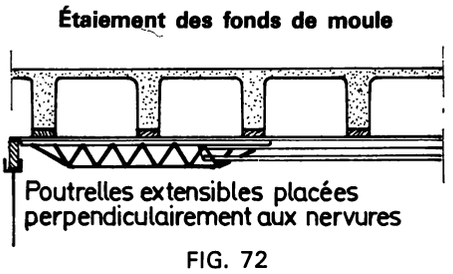


FIG. 72

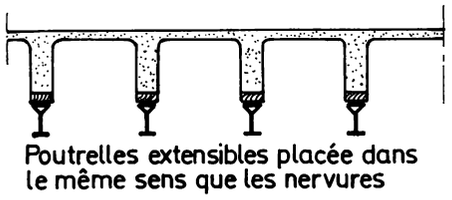


FIG. 73

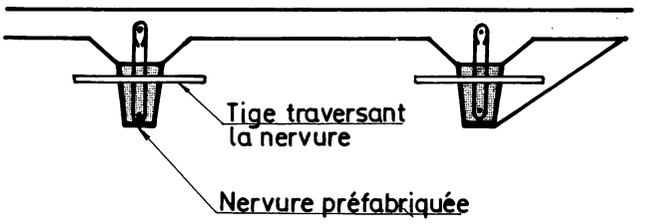


FIG. 74

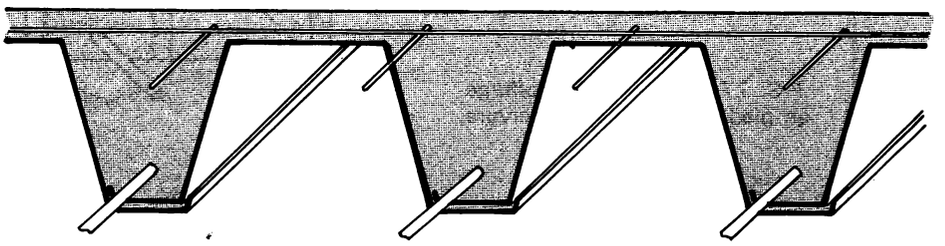


FIG. 75

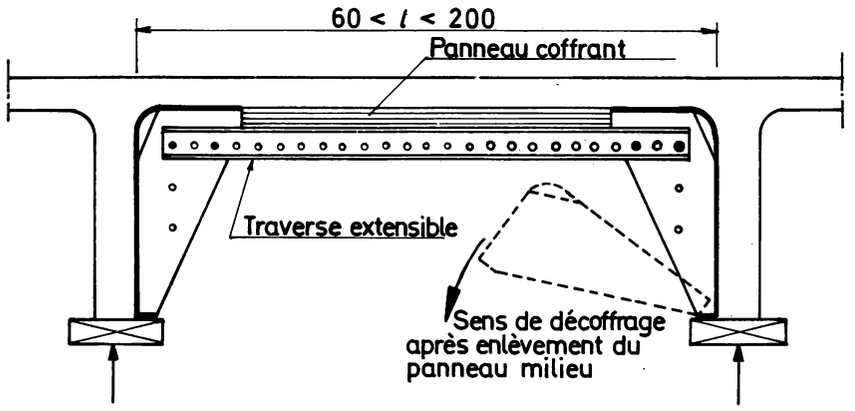


FIG. 76

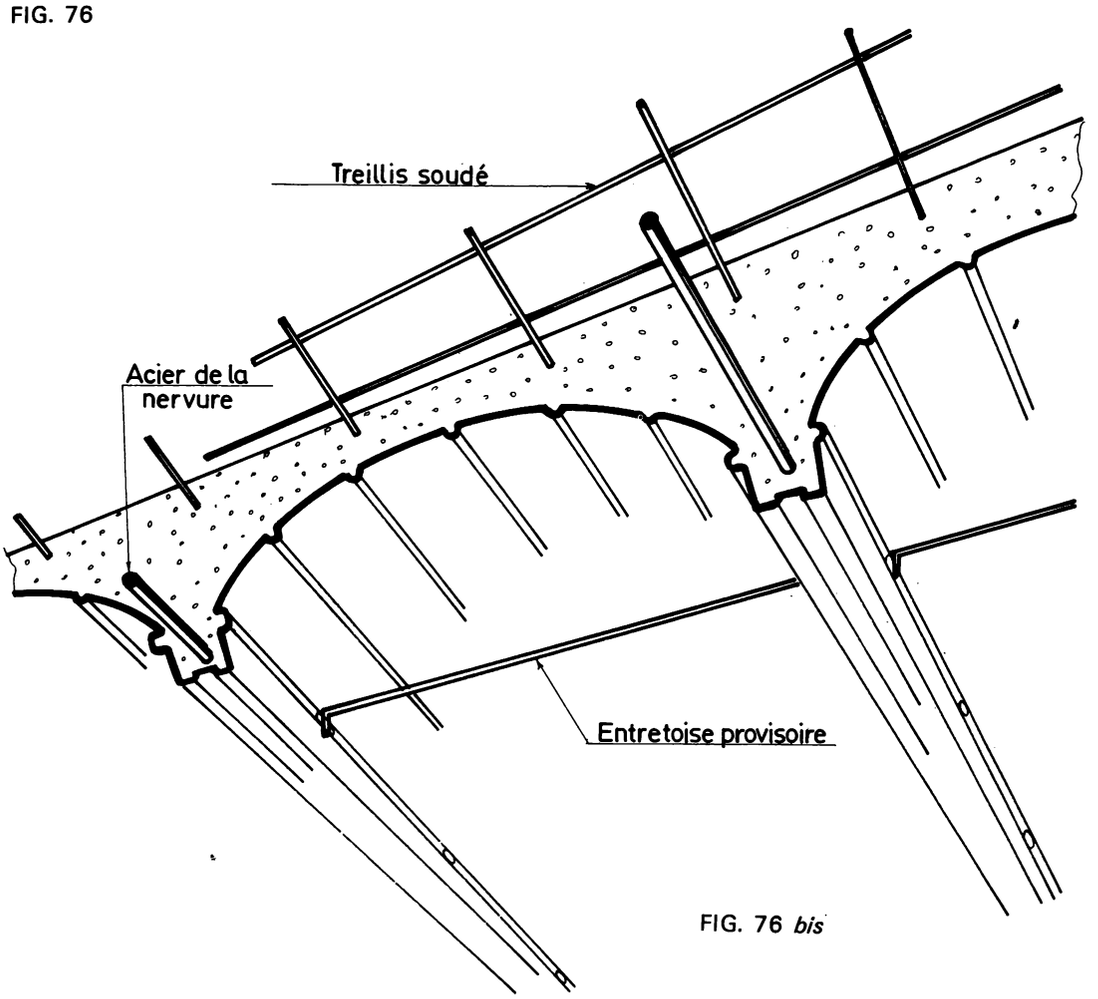


FIG. 76 *bis*

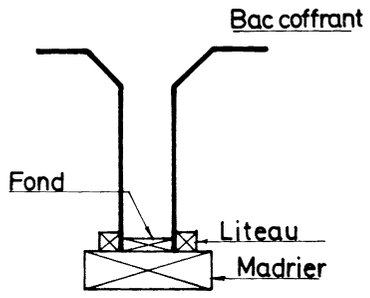


FIG. 77. – Fixation du coffrage en pied pour réaliser la nervure.

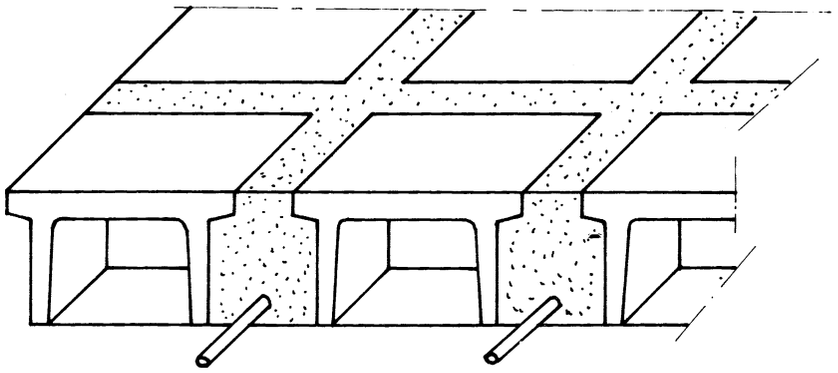


FIG. 78

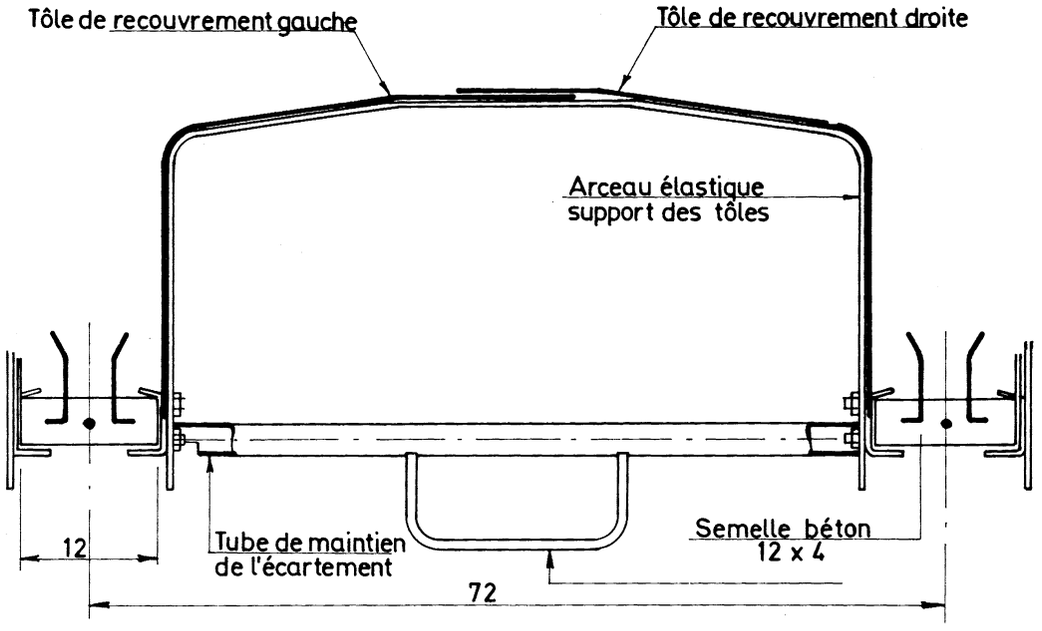


FIG. 79. – Voutains pour plancher à poutrelles préfabriquées du type « LUG ».

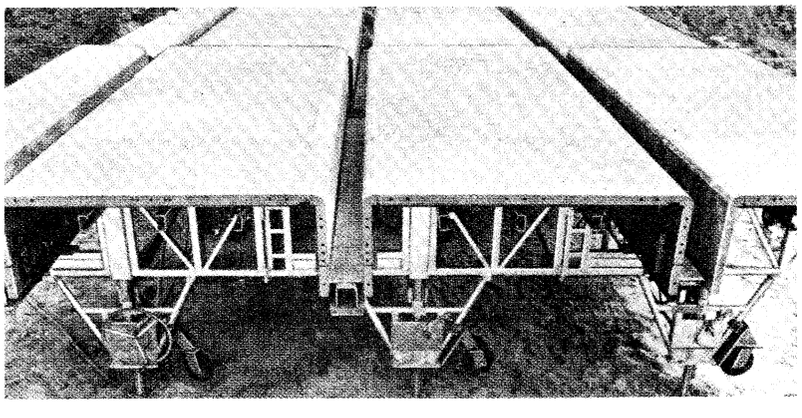


FIG. 80. – Coffrage type « HUSSOR » à pieds repliables, coffrage simultané table et nervures.

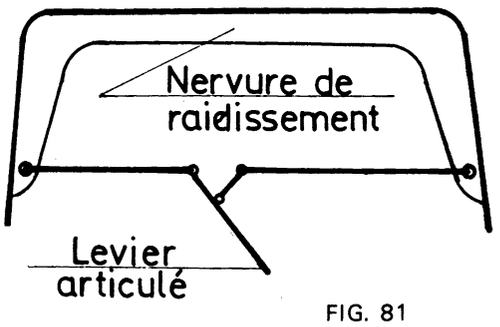
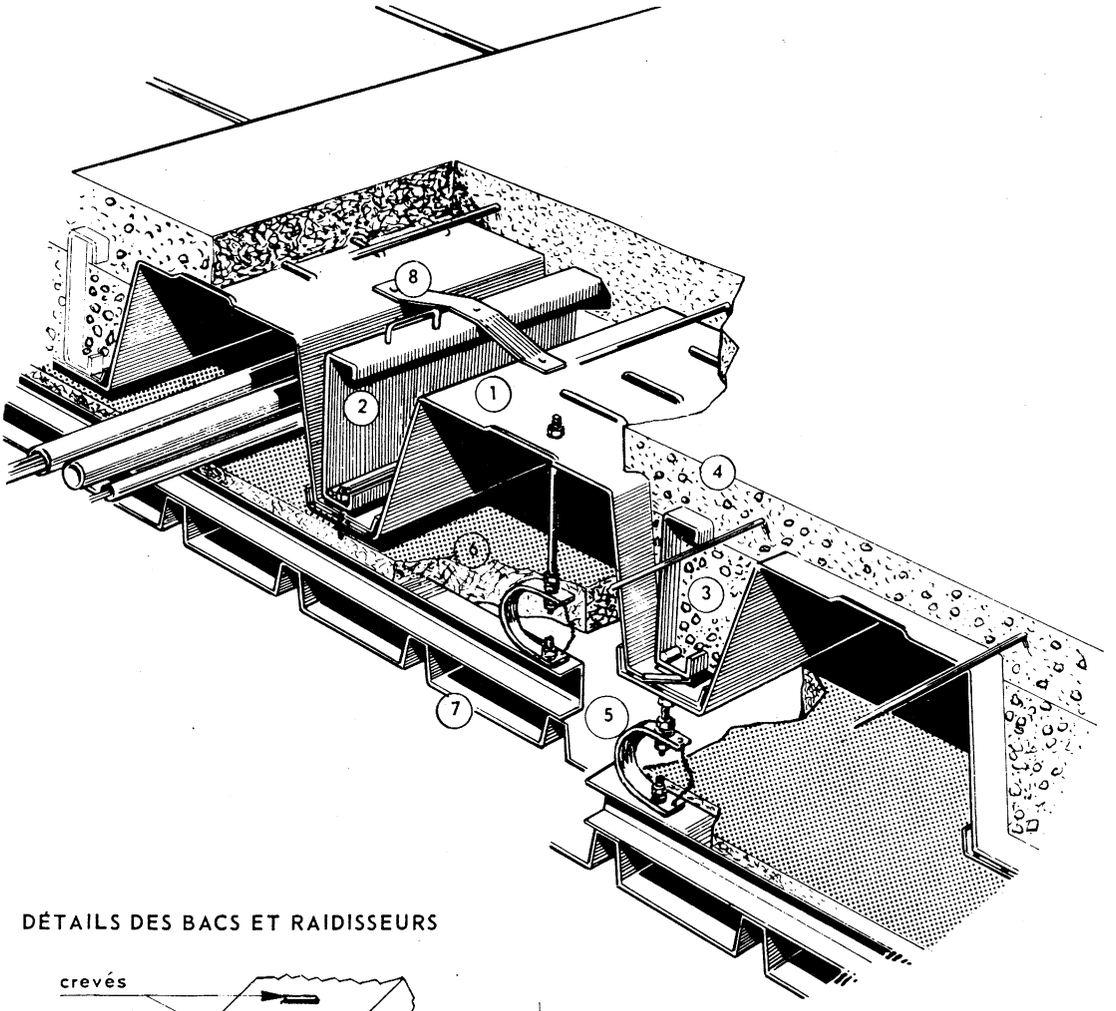


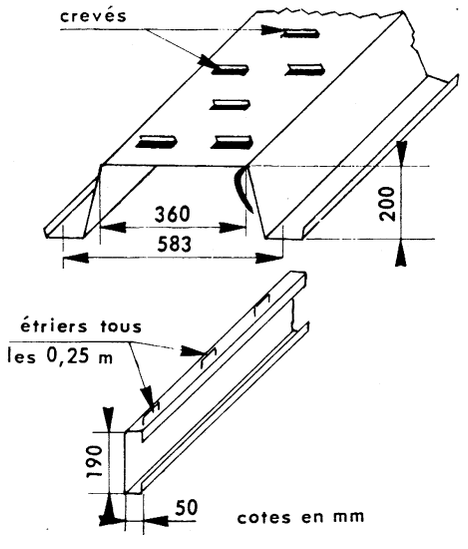
FIG. 81

FERODAL 7

DÉTAILS DE L'ENSEMBLE PLANCHER-PLAFOND



DÉTAILS DES BACS ET RAIDISSEURS



1. Élément porteur nervuré de 7 m de portée en tôle d'acier galvanisée. — 2. Élément raidisseur en tôle noire assurant la contre-flèche. — 3. Béton isolant de remplissage. — 4. Dalle de béton avec treillis soudé. — 5. Suspente basse en acier avec câble de sécurité. — 6. Matelas de laine de laitier. — 7. Plafond en tôle d'acier nervurée galvanisée. — 8. Entretoises tous les 1,75 m.

FIG. 82

DISPOSITION DES ACIERS

Dans la nervure : l'armature est celle d'une poutre continue semi-encastrée sur les appuis extrêmes et pouvant reposer sur des appuis intermédiaires (murs, poutres).

Dans la dalle :

1er cas : l'écartement entre nervures est faible :

- la table de compression est formée de 2 consoles encastrées sur la nervure (*fig.* 83).

2e cas : l'écartement entre nervures dépasse la largeur de la table de compression (*fig.* 84) :

- l'armature est conforme à celle d'une dalle pleine classique avec barres inférieures et chapeaux (*fig.* 85).

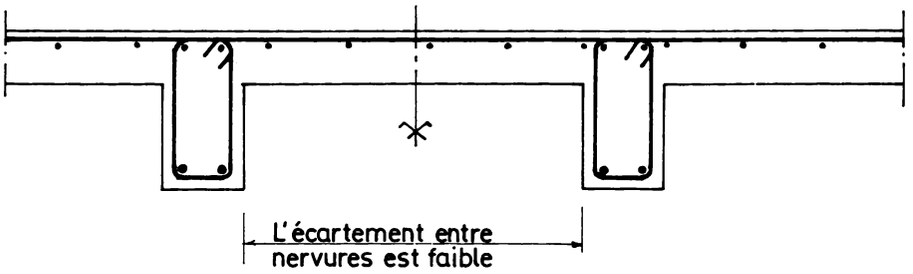


FIG. 83

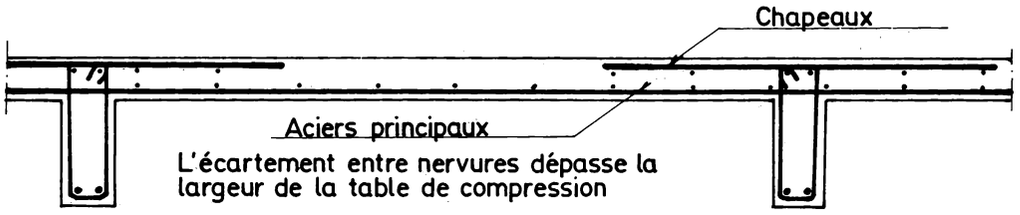


FIG. 84

Cas d'une faible portée entre nervures et utilisation d'une armature souple (treillis soudés)

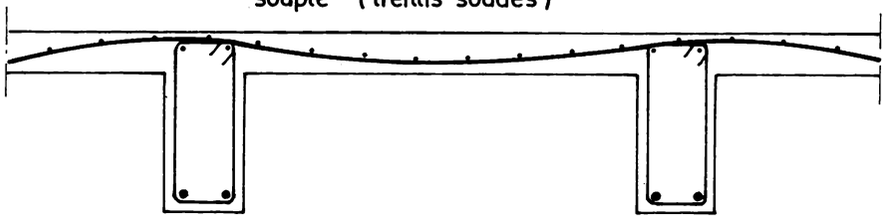


FIG. 85

Précautions de bétonnage ?

BÉTONNAGE

Les nœuds d'ossature (croisement de nervures) doivent permettre le passage de l'aiguille vibrante pour obtenir la compacité du béton et sa résistance.
La règle vibrante permet de vibrer et dresser la surface du plancher.
Dosage : 350 kg de C.P.A.L./m³ de béton.

Questionnaire

1° Quel est l'intérêt du plancher avec nervures, comparé à un plancher avec dalle pleine ?

2° Schématisez la disposition des aciers :

a) dans le cas où les nervures sont rapprochées (voir *fig.* 83) ;

b) dans le cas où les nervures sont écartées (voir *fig.* 84).

3° Montrez par des croquis les solutions de coffrage des fonds de moule des nervures à l'aide de poutrelles extensibles (voir *fig.* 72 et 73).

4° Distinguez les éléments porteurs et coffrants sur les détails de l'ensemble plancher-plafond type Ferodal.

15. 4. PLANCHERS AVEC HOURDIS ET NERVURES

NOTA – le terme « hourdis » est désormais remplacé par ENTREVOUS.

1 Principe

Il est basé sur l'utilisation rationnelle du béton par réalisation de nervures rapprochées (33 cm d'axe en axe environ).
Le coffrage est obtenu à l'aide de corps creux en céramique (entrevous).
La table de compression assure la rigidité de l'ensemble (épaisseur 4 à 5 cm).

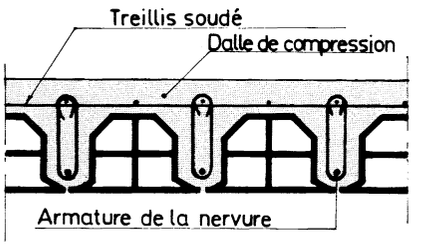


FIG. 86

2 Armature de la dalle de compression

Elle est constituée par un treillis soudé déroulé à la surface des hourdis.
Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :
- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures;
- 33 pour les armatures parallèles aux nervures;

afin de :
- résister aux effets de poinçonnement;
- limiter les risques de fissuration par retrait;
- réaliser la répartition des efforts entre nervures voisines;
- constituer un chaînage horizontal.

3 Mise en œuvre traditionnelle

3.1 Coffrage

Il est généralement non jointif et les planches sont disposées :
- soit dans l'axe des nervures (*fig.* 87);
- soit perpendiculairement aux nervures (*fig.* 88).

Le *caillebottis* (assemblage de liteaux par points de fixation formant articulation) permet, par le jeu des parallélogrammes formés, d'obtenir des dimensions variables) (*fig.* 89, 90, 91).
Il remplace avantageusement les planches.

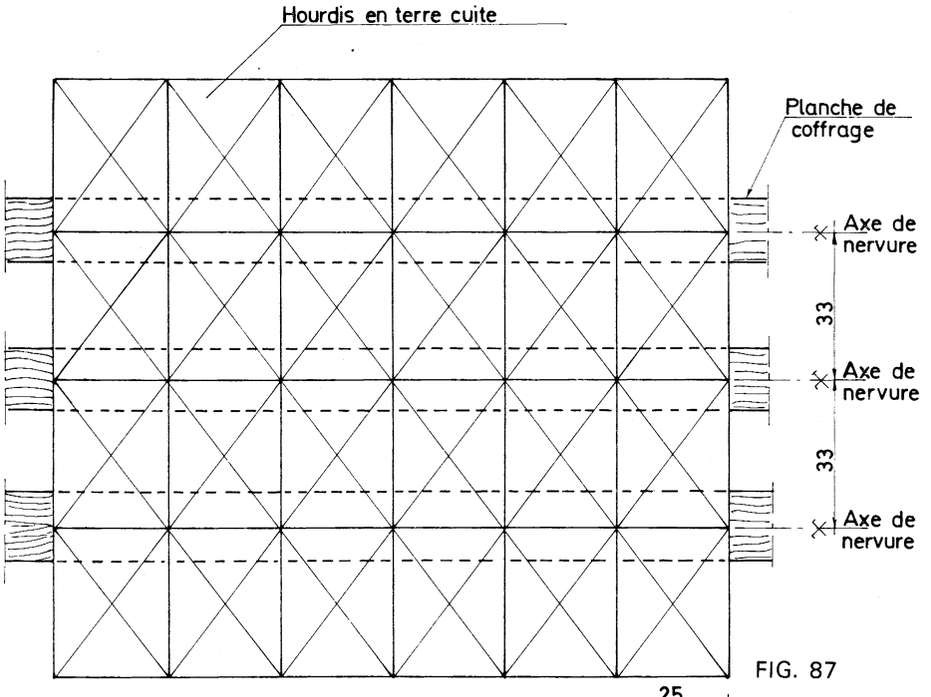


FIG. 87

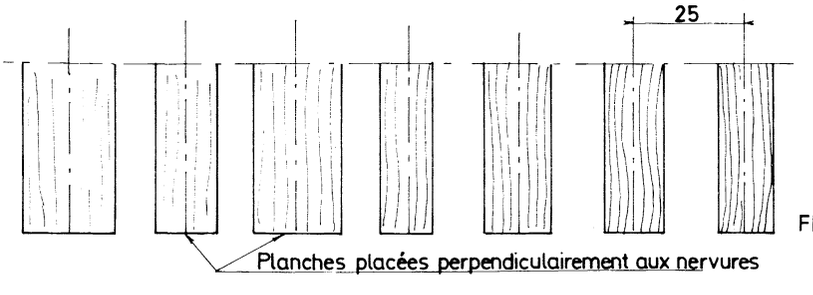


FIG. 88

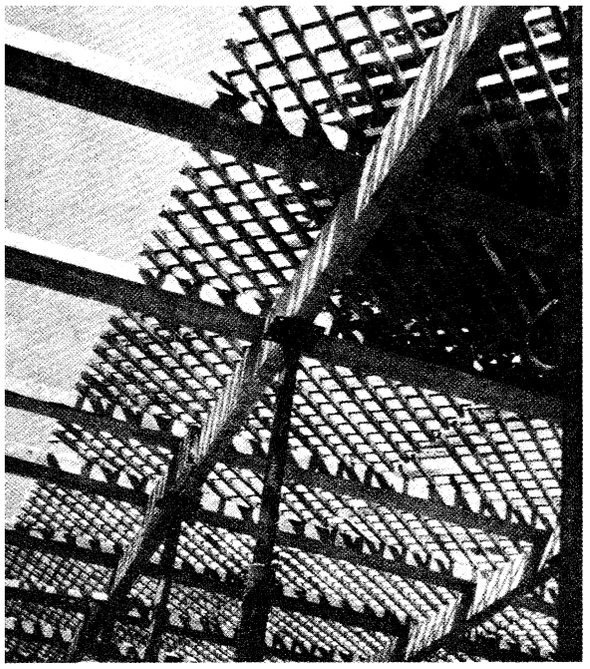


FIG. 89
Coffrage de soutien constitué par un treillis bois extensible (caillebottis).

FIG. 90
Réglage des corps creux sur le coffrage de soutien.

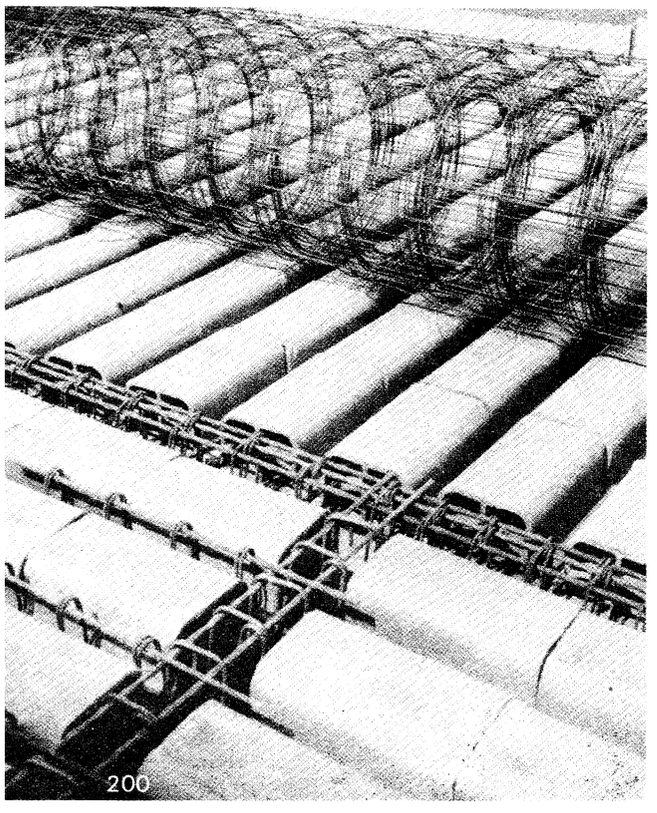


FIG. 91
Détail du plancher au voisinage des appuis.
Au second plan treillis soudé pour armature de la dalle de béton.

(Documents Fédération des Fabricants de Tuiles et Briques, 2, avenue Hoche, 75008, Paris.)

3.2 Armature

Poutres, nervures et dalle de compression sont armées judicieusement (voir *fig.* 91).

3.3 Bétonnage

300 à 400 kg de ciment C.P.A.L., on compte 60 à 80 dm^3 de béton/m^2 pour un plancher $\{12 + 4\} = 16$ cm d'épaisseur totale.
4 cm étant l'épaisseur de la dalle de compression.
12 cm étant l'épaisseur des corps creux.

4 Technique évoluée

Les constructeurs se sont tournés vers la réalisation de « panneaux de planchers » à partir d'un plan de pose pour chaque cellule (*fig.* 92 et 93).
La dalle de compression est réalisée d'un seul tenant après mise en place des panneaux préfabriqués en usine.

En une heure, une équipe de 3 hommes et un grutier dispose facilement 60 m^2 de plancher.
Ainsi, l'obtention d'un plancher de type très traditionnel est compétitif sur le marché grâce à l'organisation et aux méthodes de travail.

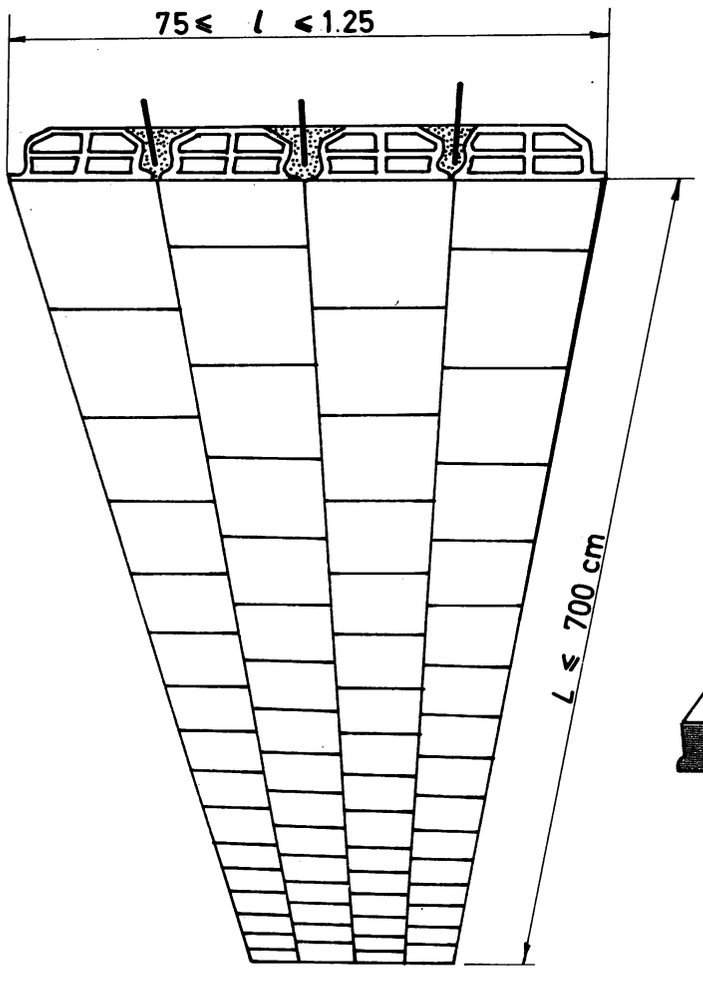


FIG. 92. – Panneau préfabriqué avec nervures et hourdis sans dalle de compression.

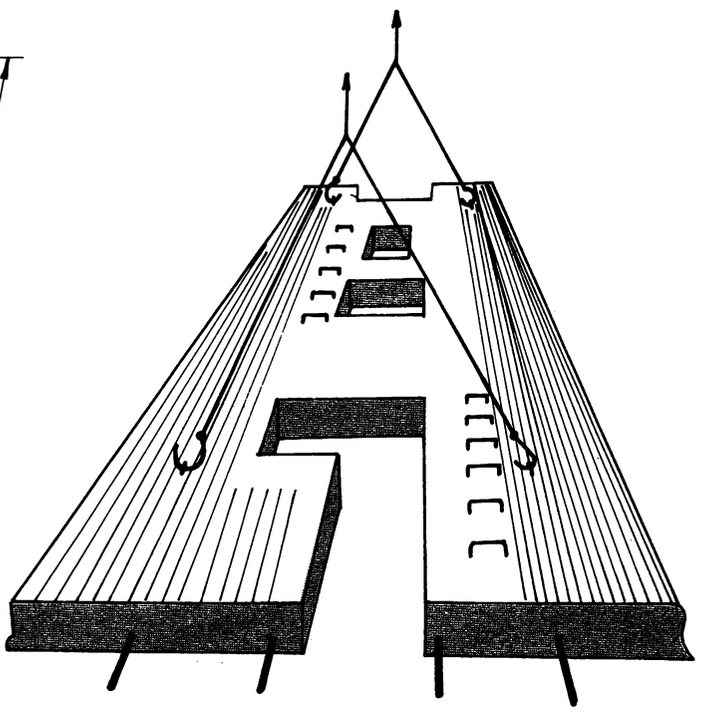
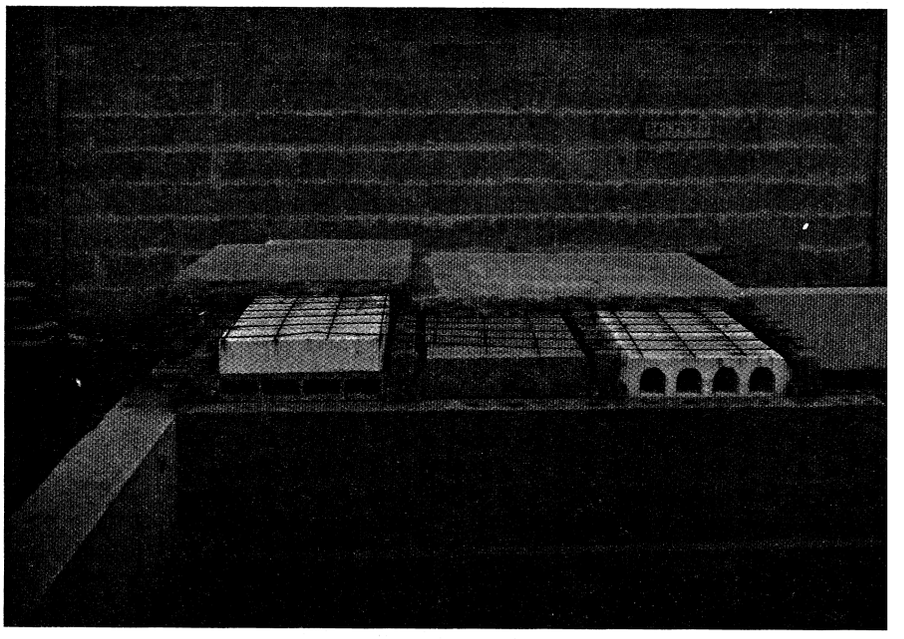
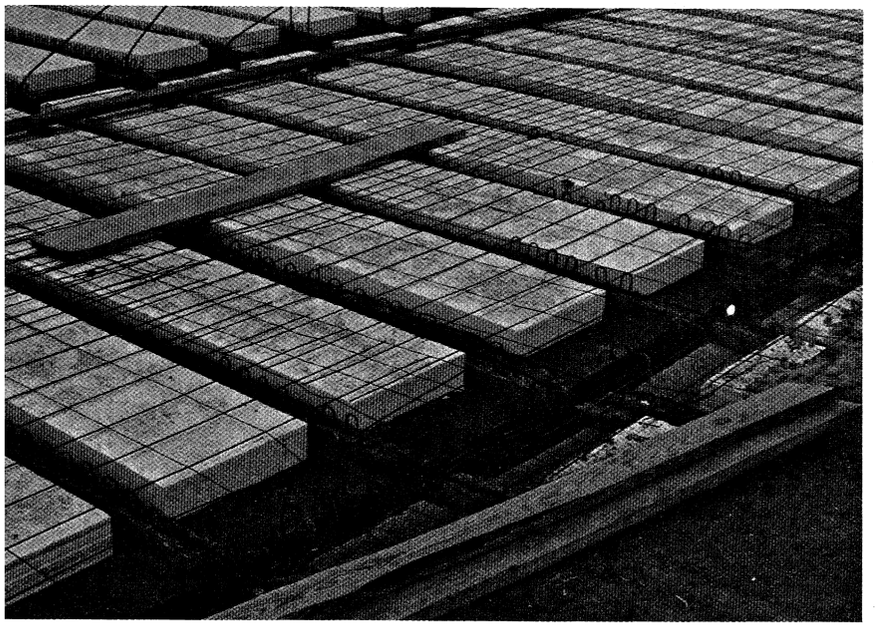


FIG. 93. – Panneau spécial avec réservation des trémies.

PLANCHERS AVEC CORPS CREUX SEMI-PRÉFABRIQUÉS





15. 5. PLANCHERS AVEC POUTRELLES PRÉFABRIQUÉES

- Il existe un grand nombre de modèles de cette formule.
- Chaque producteur choisit sa forme de poutrelle et de corps creux.
- Les corps creux sont en aggloméré de béton, en terre cuite, en céramique, en mousse plastique.

1 Poutrelles coulées dans les éléments en terre cuite

Ces poutrelles sont placées sur leurs appuis :
- soit jointivement;
- soit avec interposition de hourdis (*fig.* 94).

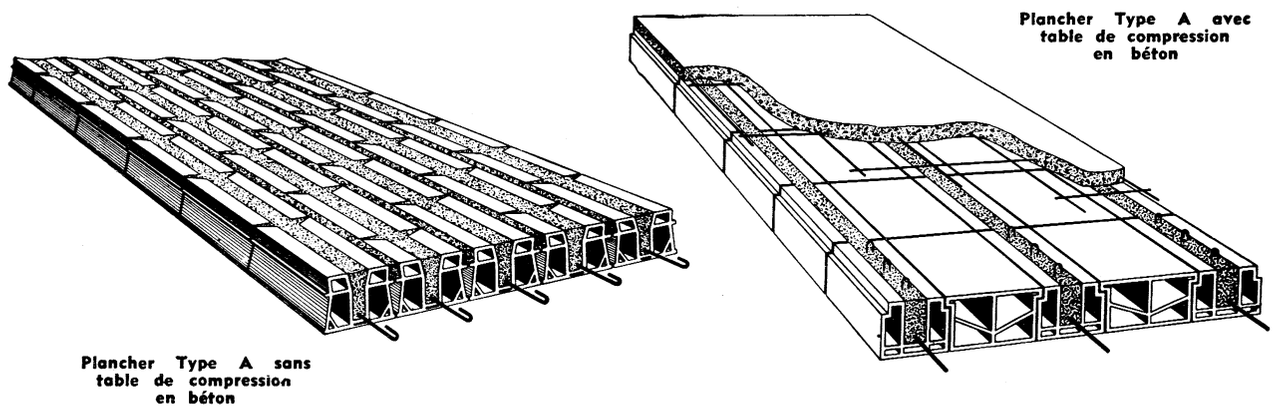


FIG. 94

2 Poutrelles préfabriquées en céramique Céramique précontrainte

2.1 Conditions particulières imposées

Si la résistance de la céramique est prise en compte, la résistance à la compression des éléments est au moins :

R ⩾ 450 bars, pour le plancher à table de compression en céramique;

R ⩾ 350 bars, pour le plancher à table de compression en béton armé;

R ⩾ 225 bars si la céramique intervient dans la résistance des poutrelles.

2.2 1er système

Le béton de la nervure résistante est coulé en façonnant la poutrelle (*fig.* 95 à 103).

2e système

Le béton de la nervure résistante est coulé en même temps que la dalle de compression. (Plancher type STAHLTON) (*fig.* 104).

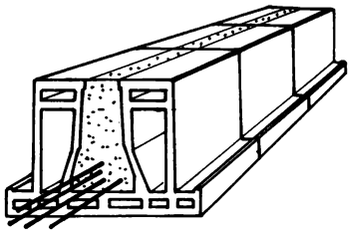


FIG. 95. – Poutrelle préfabriquée en céramique précontrainte.

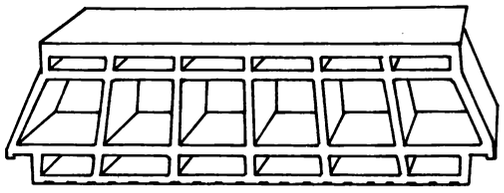


FIG. 96

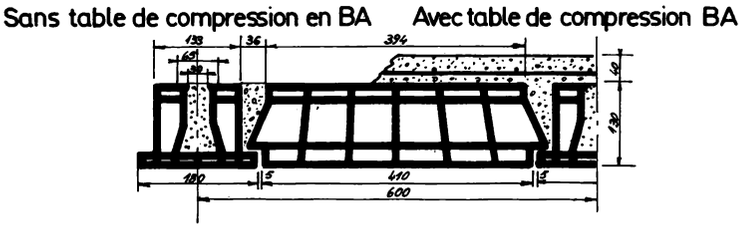
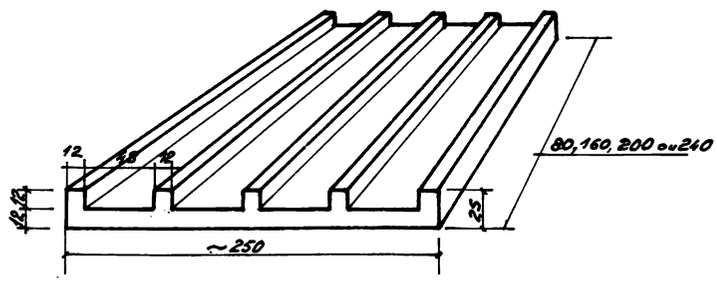


FIG. 97. – Coupe transversale.

PLANCHERS COURANTS STUP

Nature (poutrelle entraxe)	T.B. 10 Entrevous de 10 P + E 60	T.B. 10 Entrevous de 14 P + E 60	T.B. 13 P + E 60	T.B. 16 P + E 50	T.B. 20 P + E 50
Masse de la poutrelle au mètre linéaire (en kg)	22	22	26,20	36,20	14,50
Masse des entrevous et des clavetages au mètre linéaire (en kg)	42,10	66,48	48,88	49,30	57,25
Masse au mètre carré de plancher terminé (en kg)	107	148	125	171	203,50



Dallette céramique en sous face des dalles massives.

Masse au m² (kg)		Volume du béton coulé sur chantier (litres par m²)	Nombre de fils de précontrainte par nervure béton	Portées disponibles entre appuis libres sous charges de :	
A transporter	Plancher terminé			100 + 175 kg/m²	100 + 250 kg/m²
Type C 13					
111	139	12,8	2	3,40	3,10
			3	4,05	3,75
			4	4,45	4,10
Type C 16					
136	171	16,1	2	3,90	3,60
			3	4,55	4,25
			4	5,05	4,70
			5	5,50	5,10
Type C 20					
160	204	20,4	2	4,00	3,80
			3	4,50	4,15
			4	5,80	5,40
			5	6,30	5,90
			6	6,80	6,35

Plancher avec dalle de B.A. de 0,04

Type 12 + 4

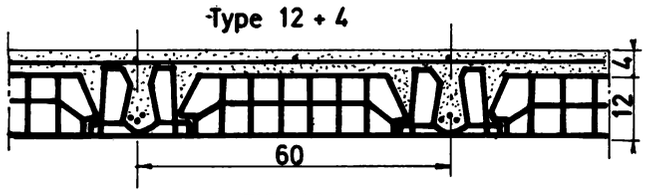


FIG. 101

Type 16 + 4

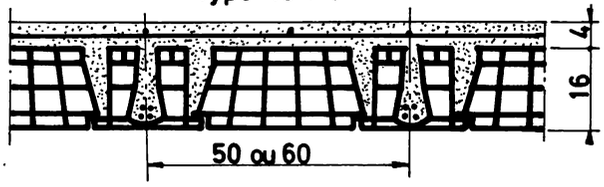


FIG. 102

Type 20 + 4

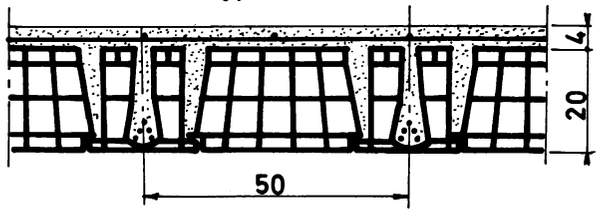


FIG. 103

Plancher à dalle céramique incorporée sans table de compression en B.A.

Type C 13

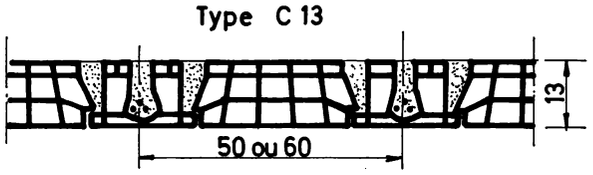


FIG. 98

Type C 16

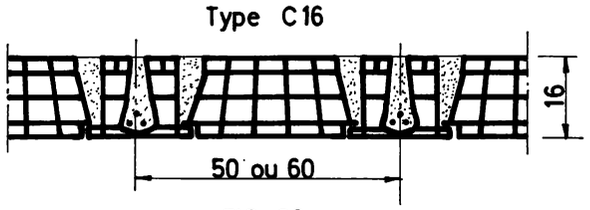


FIG. 99

Type C 20

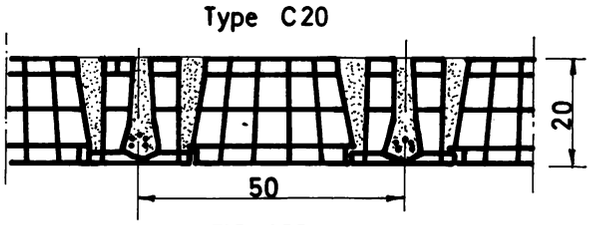


FIG. 100

Masse au m² (kg)		Volume du béton coulé sur chantier (litres par m²)	Nombre de fils de précontrainte par nervure béton	Portées disponibles entre appuis libres sous charges de :	
A transporter	Plancher terminé			100 + 175 kg/m²	100 + 250 kg/m²
Type 12 + 4					
97	190	42	2	4,00	3,80
			3	4,55	4,40
			4	5,05	4,90
			5	5,30	5,20
Type 16 + 4					
136	267	56	2	4,90	4,70
			3	5,80	5,50
			4	6,30	6,10
			5	6,70	6,50
Type 20 + 4					
160	300	60	2	5,25	5,05
			3	6,05	5,90
			4	6,80	6,52
			5	7,20	6,95
			6	7,80	7,45

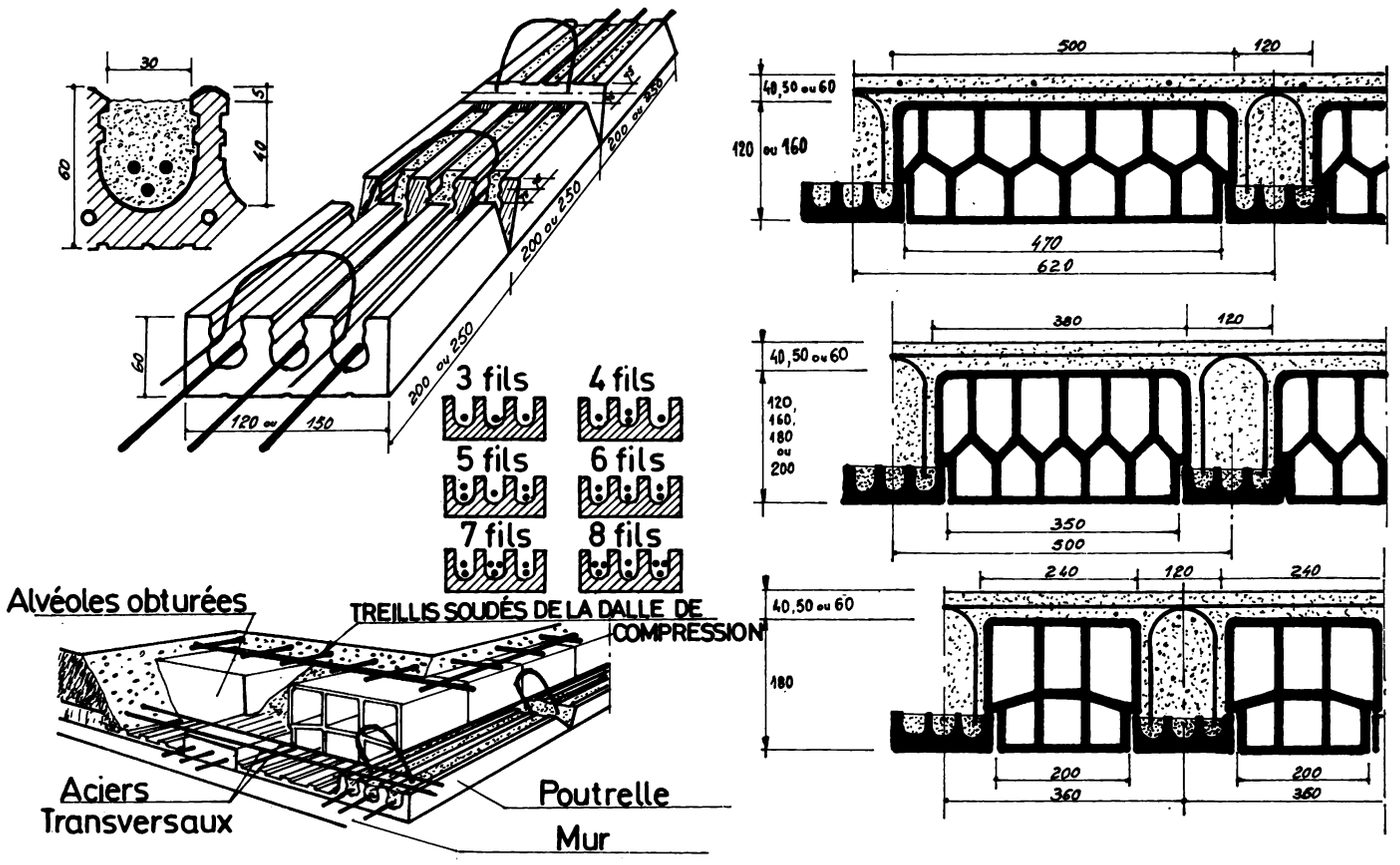


FIG. 104. – Plancher « STAHLTON ».

Caractéristiques

Le tableau qui suit donne les différents montages de planchers avec leurs masses en kg/m².

Montage avec poutrelle 6/15

Entraxes (en cm)	Épaisseur totale du plancher terminé (en cm)	Masse (en kg/m²)	Entraxes (en cm)	Épaisseur totale du plancher terminé (en cm)	Masse (en kg/cm²)
62,5	12 + 4 12 + 5 12 + 6	230 255 280	50	20 + 4 20 + 5 20 + 6	310 335 360
62,5	16 + 4 16 + 5 16 + 6	260 285 310	40	20 + 4 20 + 5 20 + 6	340 365 390
53	12 + 4 12 + 5 12 + 6	230 255 280	35,5	18 + 4 18 + 5 18 + 6	348 373 398
53	16 + 4 16 + 5 16 + 6	260 285 310	35,5	22 + 4 22 + 5 22 + 6	400 425 450
50	12 + 4 12 + 5 12 + 6	240 265 290	35,5	25 + 4 25 + 5 25 + 6	425 450 490
50	16 + 4 16 + 5 16 + 6	270 295 320	35,5	(22 + 5) + 4 (22 + 5) + 5 (22 + 5) + 6	470 495 520
50	18 + 4 18 + 5 18 + 6	290 315 340	35,5	(25 + 5) + 4 (25 + 5) + 5 (25 + 5) + 6	520 545 570

3 Poutrelles, en béton armé ou en béton précontraint, à âme pleine

3.1 Les poutrelles

Elles sont réalisées souvent par précontrainte et fils adhérents :

- une semelle céramique est incorporée en sous-face;
- l'armature comporte 3 fils ou 5 fils, suivant les portées et les charges et des étriers en sinusoïde sont disposés aux extrémités de la poutre (*fig.* 105 et 106).

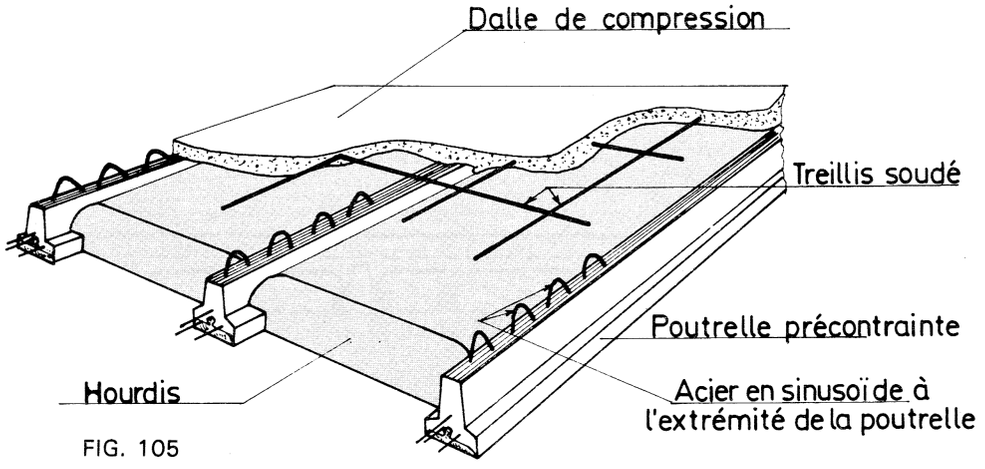


FIG. 105

3.2 Les hourdis

Ils ont pour dimensions courantes :

11 × 40 × 40
14 × 44 × 40
12 × 54 × 40
15 × 54 × 40

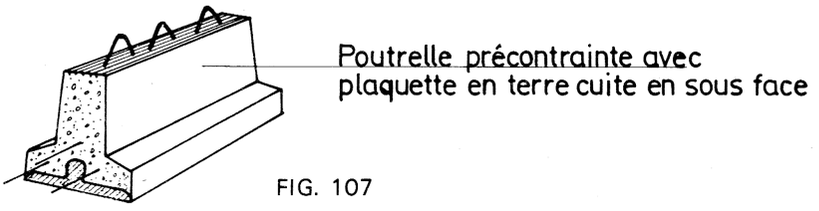


FIG. 107

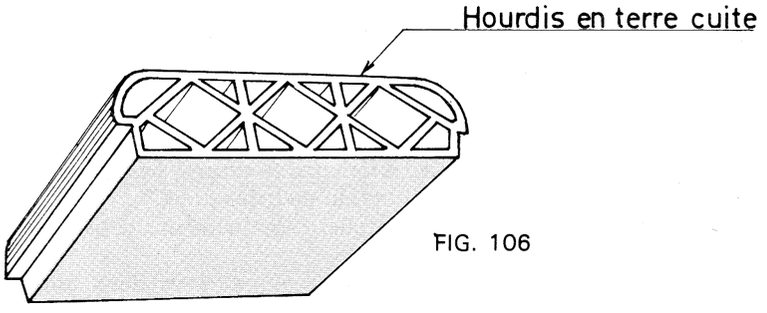


FIG. 106

3.3 La dalle de compression

Elle a 4 cm d'épaisseur au minimum avec un treillis soudé de mailles 150 × 300; fils porteurs 4 mm; fils de répartition 3 mm.

NOTA : **Dans le cas d'une trémie,** les poutrelles peuvent être jumelées (*fig.* 108).

Pour les balcons :

- les hourdis de hauteur réduite facilitent l'ancrage;
- les briques platrières en sous-face permettent d'obtenir un contrepoids plus important (*fig.* 109).

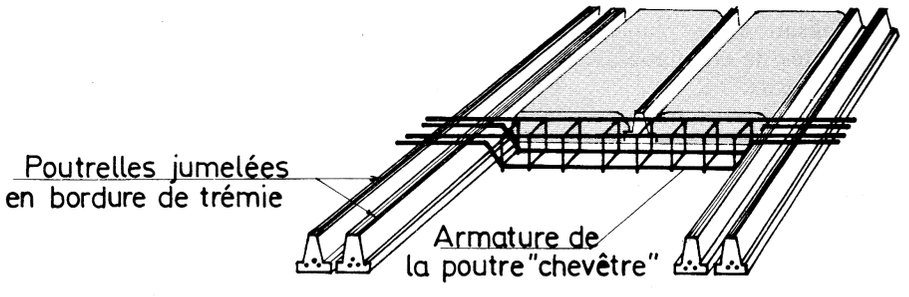


FIG. 108. – Cas d'une trémie.

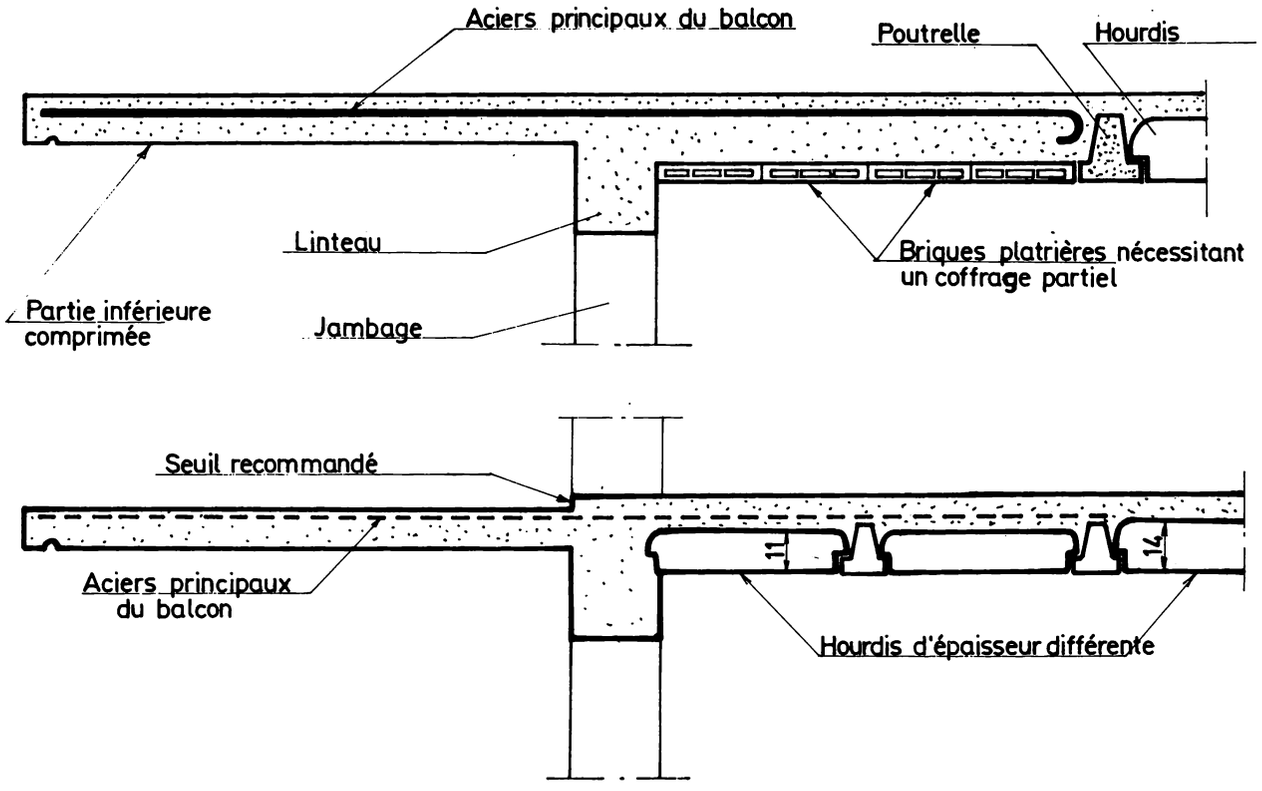


FIG. 109. – Ancrage des balcons.

4 Poutrelles métalliques avec semelle en béton

4.1 Principe d'utilisation

Les poutrelles enrobées constituent un support de montage pour les entrevous et sont ensuite liées efficacement à la table de compression par le béton de remplissage (*fig.* 110 à 112).

4.2 Les chaînages, les chevêtres, les trémies, les balcons et les poutres noyées sont nécessairement prévus sur les plans de pose (*fig.* 113).

4.3 Les types de planchers couramment employés sont caractérisés par :

4.31 - Des poutrelles en treillis, avec membrure supérieure et inférieure et des diagonales jouant le rôle des étriers (voir *fig.* 111).

4.32 - Des poutrelles métalliques mixtes avec :
- membrure supérieure en tôle pliée (*fig.* 114 et 115);
- membrure inférieure en acier à haute adhérence;
- un treillis continu en acier doux.

4.33 - Des poutrelles uniquement constituées de **ronds** (*fig.* 116).

4.34 - Des poutrelles réalisées avec deux **profilés en tôle mince** de 15/10 et 20/10 placés en vis-à-vis avec armature complémentaire s'il y a lieu (*fig.* 117).

5 Planchers semi-préfabriqués pour grandes portées et fortes surcharges

5.1 Intérêt

Réalisation de planchers industriels préservant les facilités de circulation et d'implantation à l'intérieur des locaux.

5.2 Solutions rationnelles

Elles se trouvent dans la réalisation de nervures hautes par :
- des hourdis de grande hauteur qui servent de coffrage (*fig.* 118 et 119);
- des coffrages perdus, par exemple, des tôles pliées (*fig.* 120).

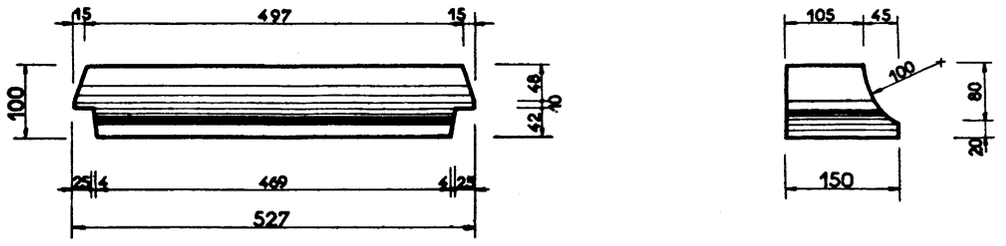
5.3 Utilisation

La portée des planchers est bien sûr limitée en fonction du type de poutrelle choisi et des surcharges qui varient de 175 kg à 1 000 kg/m².

A titre indicatif un plancher :
- de type {25 + 5} surcharge de 250 kg/m², portée 6,80 m;
- de type {30 + 5} surcharge de 250 kg/m², portée 8,40 m;
- de type {35 + 5} surcharge de 250 kg/m², portée 9,26 m;
- de type {35 + 5} surcharge de 1 000 kg/m², portée 7,22 m.

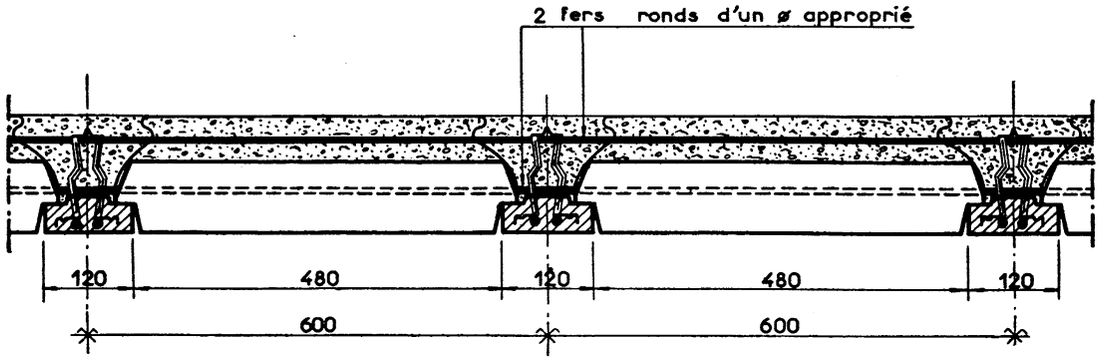
PLANCHER "O M N I A"

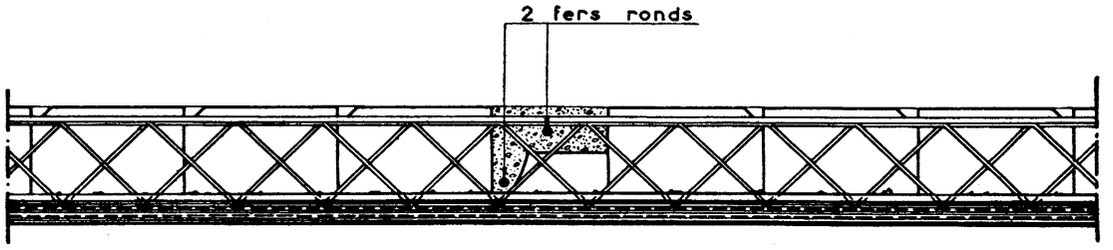
HOURDIS PLEIN POUR NERVURE TRANSVERSALE



NERVURE TRANSVERSALE DE REPARTITION

— DETAIL —





VUE AXONOMETRIQUE DU PLANCHER

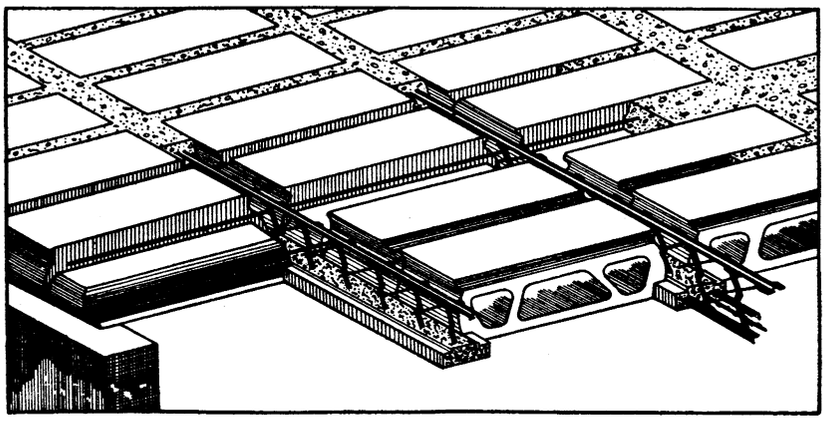
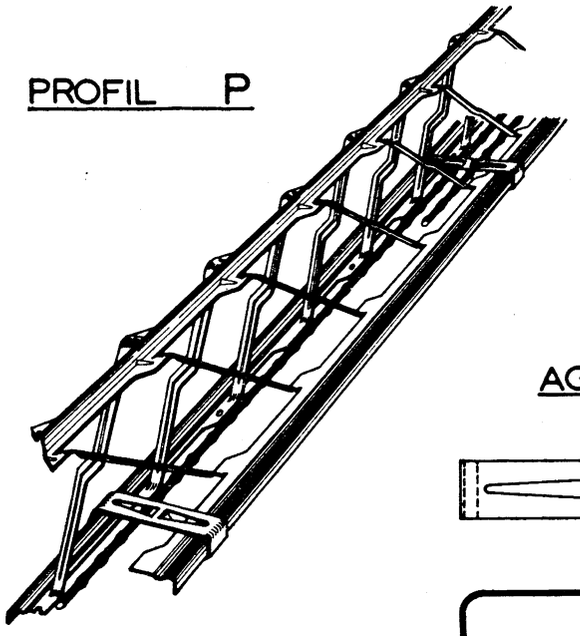


FIG. 110

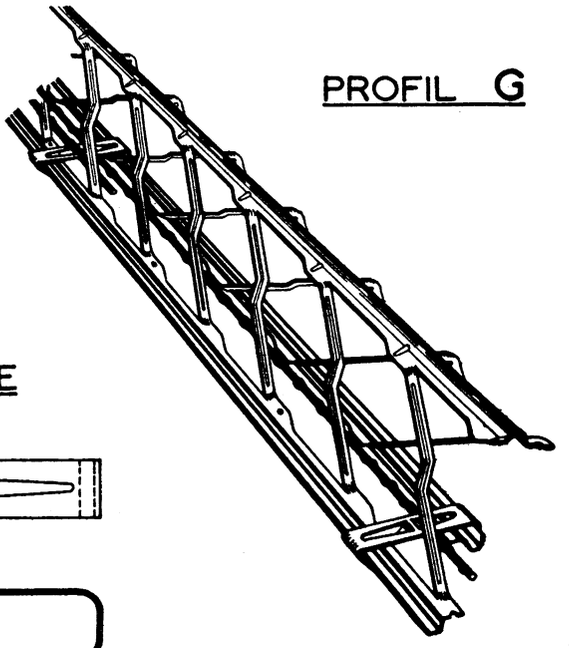
PLANCHER "O M N I A"

TREILLIS AVEC FERS TOR COMPLEMENTAIRES

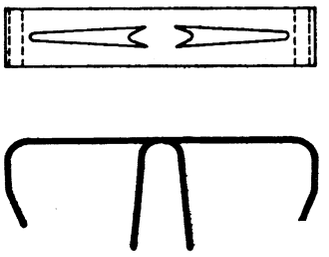
PROFIL P



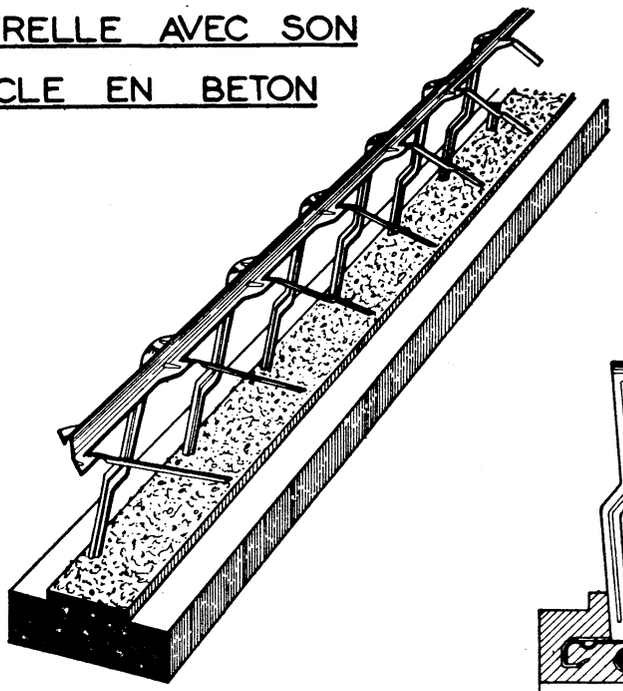
PROFIL G



AGRAFE



POUTRELLE AVEC SON SOCLE EN BETON



POIDS AU M¹ DE POUTRELLE MUNIE DE SON SOCLE: 14 kg.

COUPES

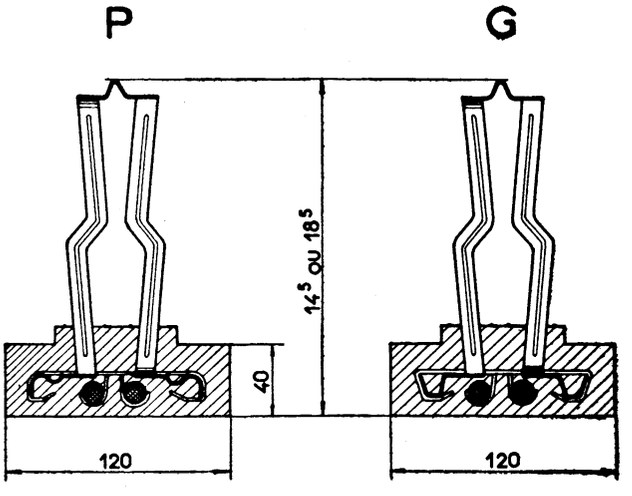
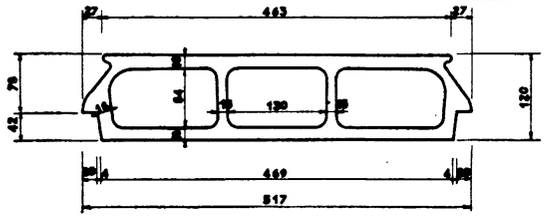


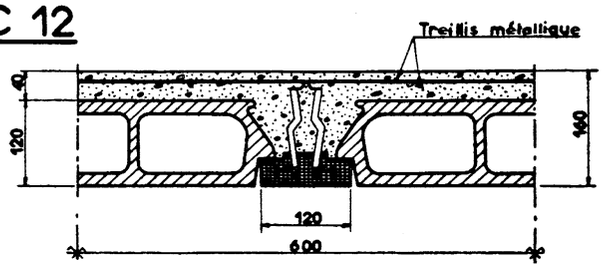
FIG. 111

PLANCHER "O M N I A"

EXECUTION AVEC HOURDIS DE COFFRAGE

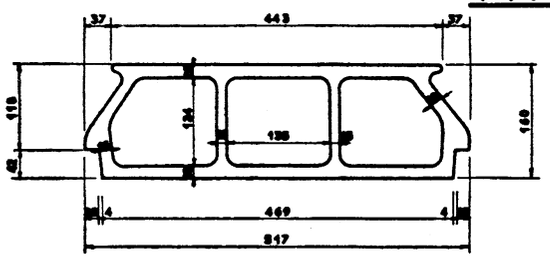
TYPE C 12

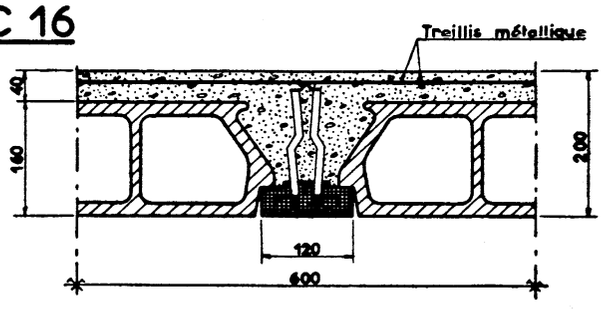




EPAISSEUR FINIE	BETON À COULER SUR PLACE	POIDS MORT DU Plancher terminé
12+4	54 l/m²	233 kg/m²
Poids du hourdis: env. 11 kg pour une largeur de 20 cm.		
Poids de fournitures:		115 kg/m²

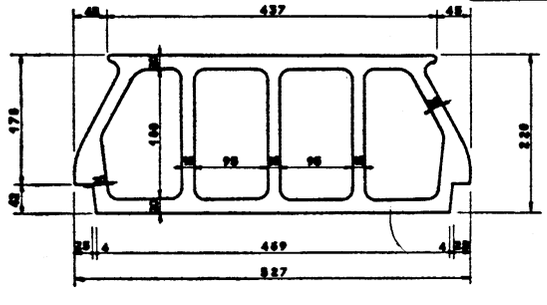
TYPE C 16

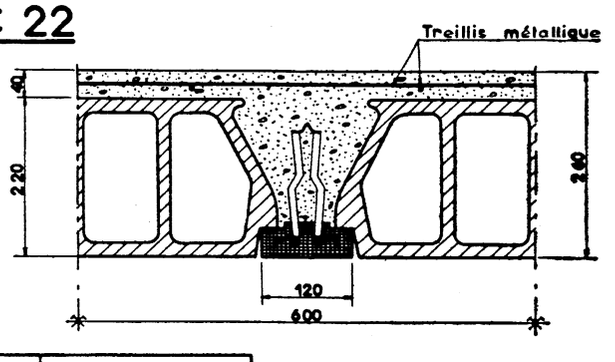




EPAISSEUR FINIE	BETON À COULER SUR PLACE	POIDS MORT DU Plancher terminé
16+4	65 l/m²	266 kg/m²
Poids du hourdis: env. 12 kg pour une largeur de 20 cm.		
Poids de fournitures:		125 kg/m²

TYPE C 22





EPAISSEUR FINIE	BETON À COULER SUR PLACE	POIDS MORT DU Plancher terminé
22+4	77 l/m²	334 kg/m²
Poids du hourdis: env. 17 kg pour une largeur de 20 cm.		
Poids de fournitures:		165 kg/m²

FIG. 112

PLANCHERS — CONCESSIONNAIRE : LES PRÉFABRIQUES DU HAUT-RHIN WITTELSHEIM

CONSIGNE N° 475-65-0 — FEUILLE : 1 — ÉCHELLE : 1/50

CONSTRUCTION : HOCHUAUX à Mulhouse
ARCHITECTE : MICHAUD à Lyon
INGÉNIEUR : CURIEN à Mulhouse
ENTREPRISE : MONTANT à Paris
PLANCHER HAUT : Rez-de-Chaussée
TYPE P 16+0 — ENTR'AXE 60 — SURCHARGE UTILE 175+75 kg/m²

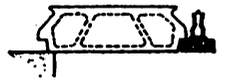
ACCEPTATION DU PLAN
LE _____ 19__
SIGNATURE : _____

DRESSÉ LE : 4-1-1966 PAR : J. Seiller
MODIFIÉ LE : _____ visé : P. Bernard

INSTRUCTIONS TRÈS IMPORTANTES POUR LA POSE

1) RESPECTER pour la pose des poutrelles, le sens et la numérotage indiqués sur le plan.

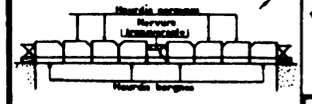
2) L'ÉCARTEMENT des poutrelles s'obtient par la mise en place de hourdis bergues à chaque extrémité.



3) L'ÉTAIEMENT prévu sur le plan sera réalisé avant la pose des hourdis.

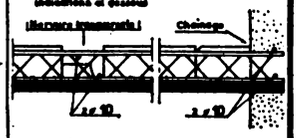
4) DÉFINIR au cordeau l'emplacement des nervures transversales.

5) POSER les hourdis face chanfreinée contre face verticale, les hourdis bergues étant placés le long des appuis et des nervures transversales.

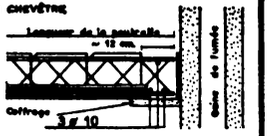


6) EXEMPLE d'utilisation des plaques pleines en fin de travée pour coffrage

7) LE FERRAILLAGE des nervures transversales et du chainage est à effectuer suivant les indications ci dessous



8) CHEVÊTRE



9) MOUILLER COPIEUSEMENT les hourdis avant le coulage du béton

10) BÉTON À METTRE EN OEUVRE
Recommandation
Dosage ciment : 300kg/m³ de béton fini
Catégorie : 250/315 C P A
Grand agrégats 0/5 - 40 %, 6/15 - 60 %,
Acier doux Nerv. Tr Chain. Chev

LÉGENDE

Plaque pleine — Béton massif — Nervure transversale armée

(N) Numéro de repérage des poutrelles

Sens de pose

LISTE DES POUTRELLES

Pos plan	Nbre	Longueur	Prétrapèze armées de TOR Type N°	ø	Longueur	Chem	Estr. P. Rég	Estr. Obl.
1	9	3,95	2	6	1,85			
				6	2,55			
2	1	3,60	G	—	—	1		
3	9	4,65	6	10	2,80			
				10	4,65			
4	1	4,60	6	10	4,40			
				10	4,40			
5	13	4,60	4	8	2,40			
				8	3,80			
6	5	3,15	P	—	—			

LISTE des HOURDIS — P 16

Hourdis normaux	450
Hourdis bergues	190
Plaques pleines	175

Nous tenons une quantité de hourdis suffisante pour éviter toute interruption dans la pose, sous ce conditionnel restant notre propriété, nous nous réservons droit reprendre en fin de chantier.

LISTE DES CHAPEAUX à mettre en œuvre

POS.	Nombre	Acier Tor ou Acier Rond ø	Acier Tor ou Acier Rond long.	ø	long.

PLAN DE POSE : fourni en application des prescriptions du C.S.T.B.

PLAN DE POSE MODELE

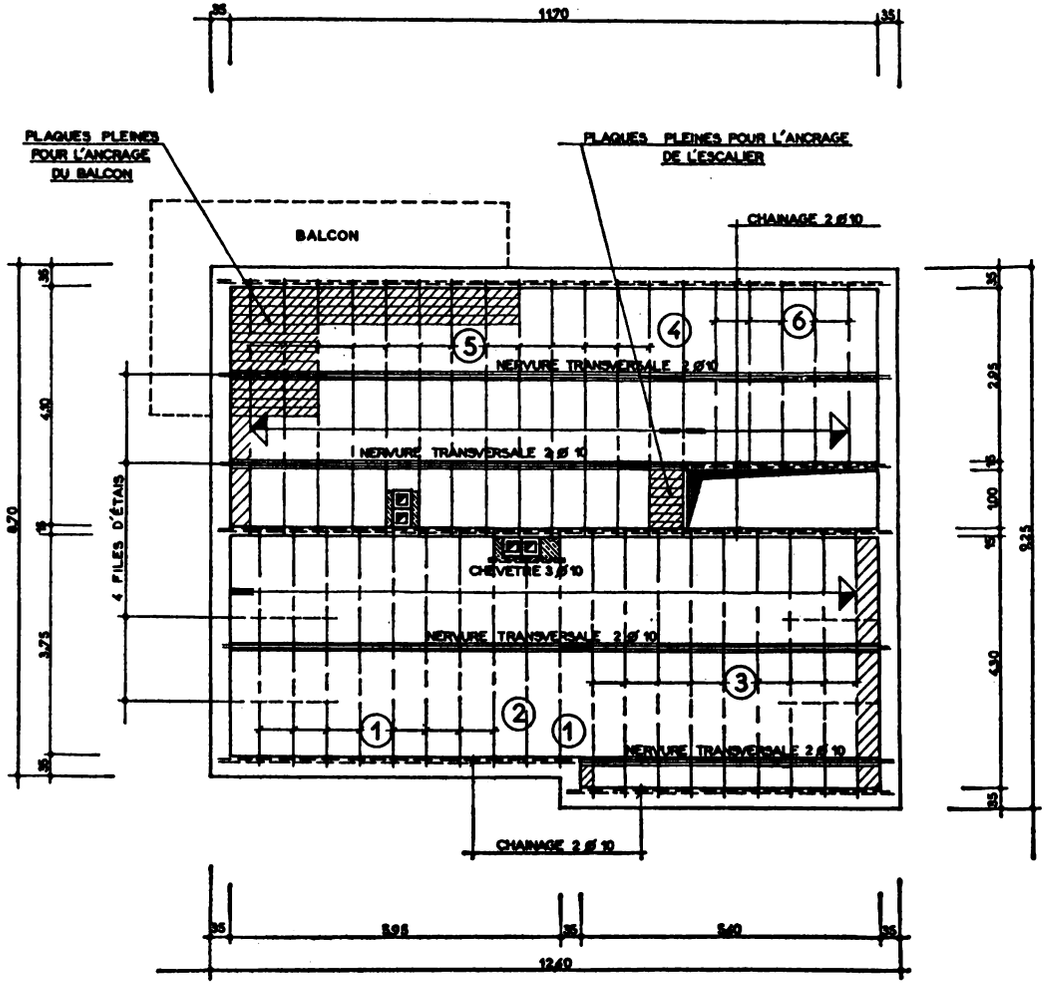
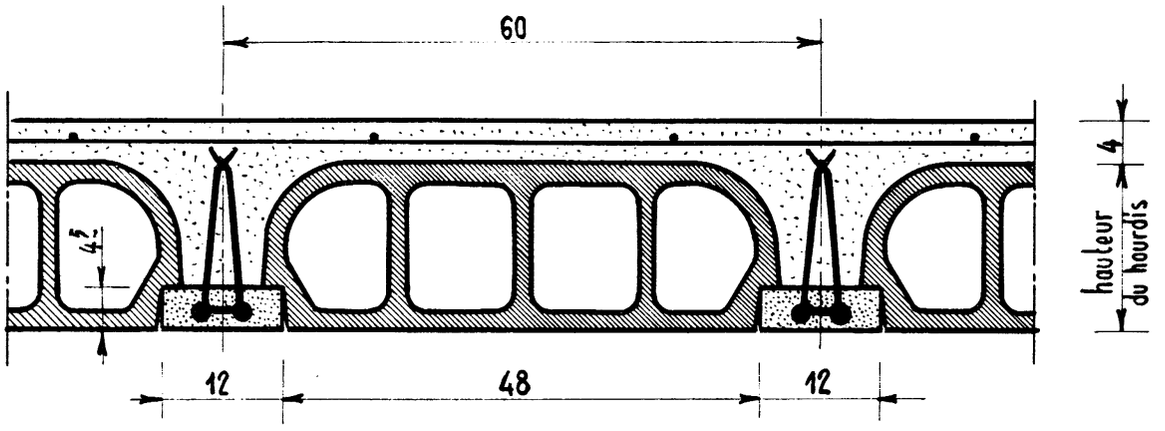
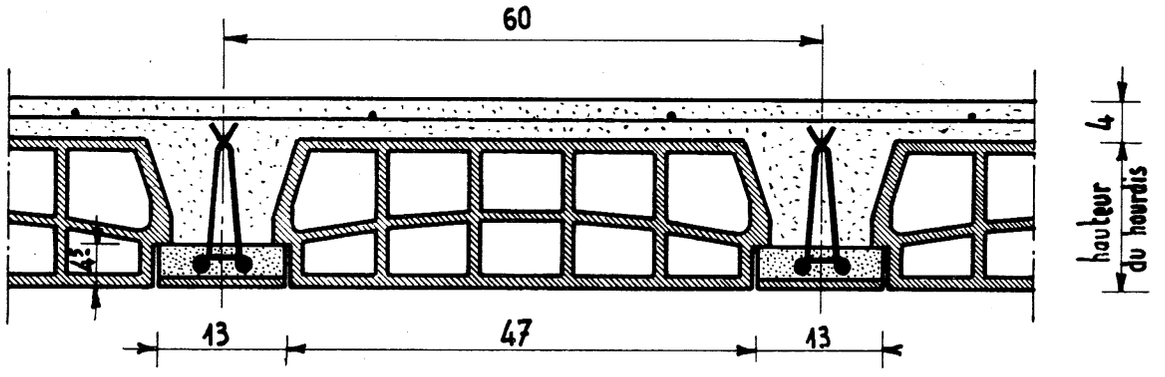


FIG. 113

PLANCHER " D-F-C " BETON



PLANCHER " D-F-C " CERAMIQUE

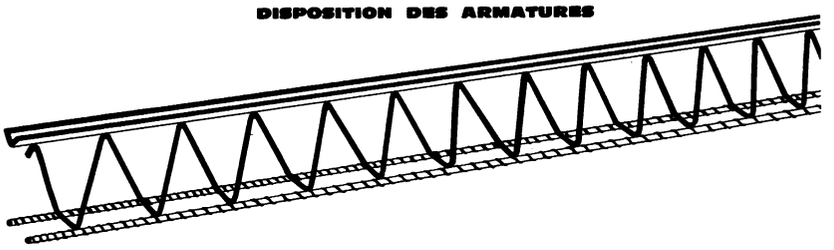


TYPE DE PLANCHER	POIDS PROPRE AVEC		VOLUME BETON NERVURE ET TABLE	
	HOURDIS BETON	HOURDIS CERAMIQUE	HOURDIS BETON	HOURDIS CERAMIQUE
12 + 4	255 kg/m2	225 kg/m2	55,5 l/m2	55 l/m2
15 + 4	270 kg/m2	245 kg/m2	58 l/m2	62 l/m2
17 + 4	285 kg/m2	260 kg/m2	60 l/m2	66 l/m2
20 + 4	300 kg/m2	280 kg/m2	62,5 l/m2	72 l/m2
25 + 4	365 kg/m2	330 kg/m2	68 l/m2	85 l/m2

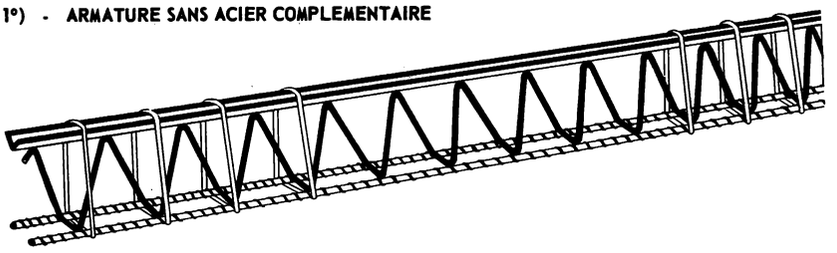
Nota : La forme des corps creux n'est pas impérative. On peut utiliser tout élément creux correspondant aux cotes indiquées et les poids propres seront à établir en conséquence.

FIG. 114

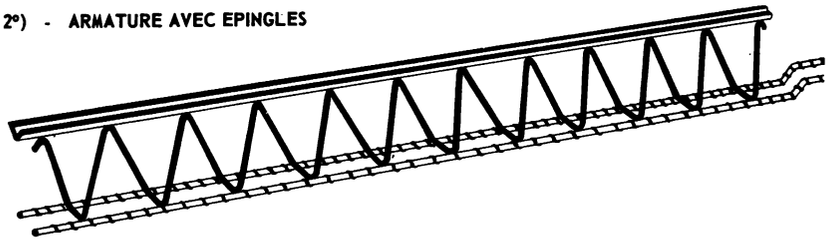
DISPOSITION DES ARMATURES



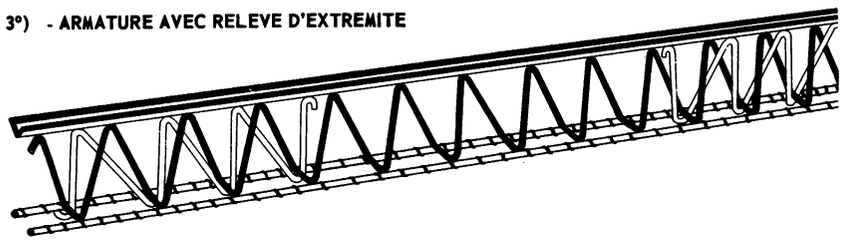
1°) - ARMATURE SANS ACIER COMPLEMENTAIRE



2°) - ARMATURE AVEC EPINGLES



3°) - ARMATURE AVEC RELEVE D'EXTREMITE



4°) - ARMATURE AVEC TREILLIS COMPLEMENTAIRE

FIG. 115

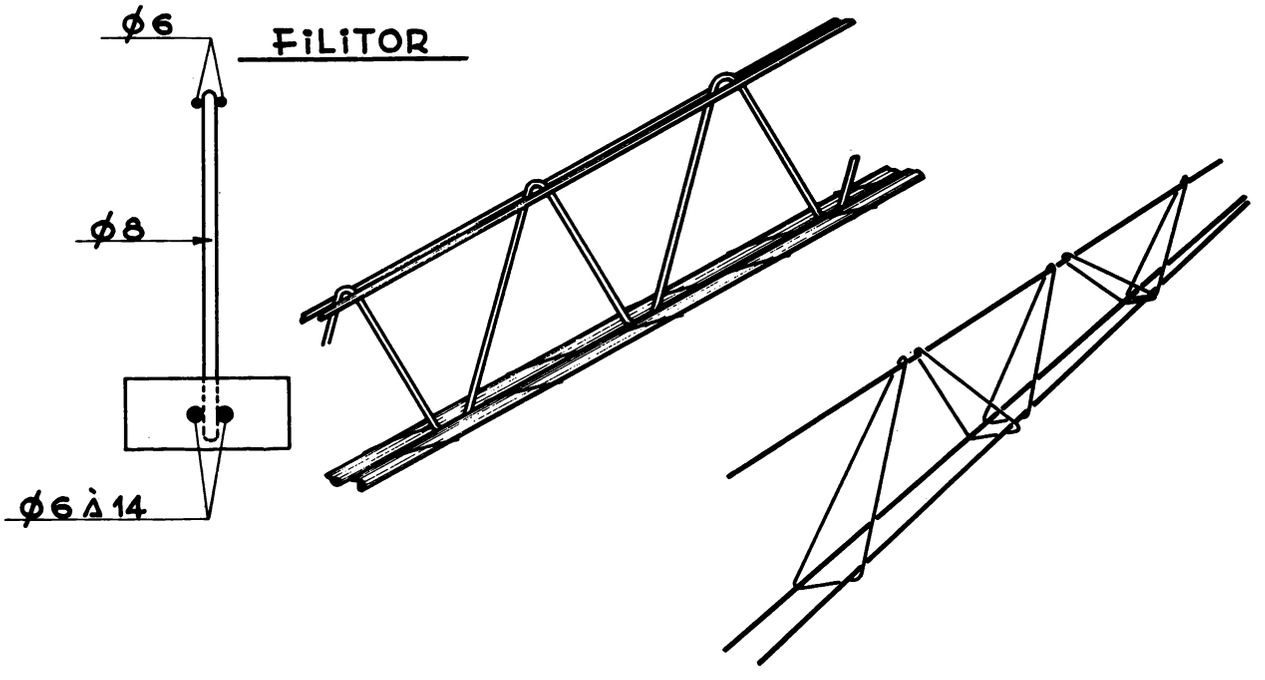
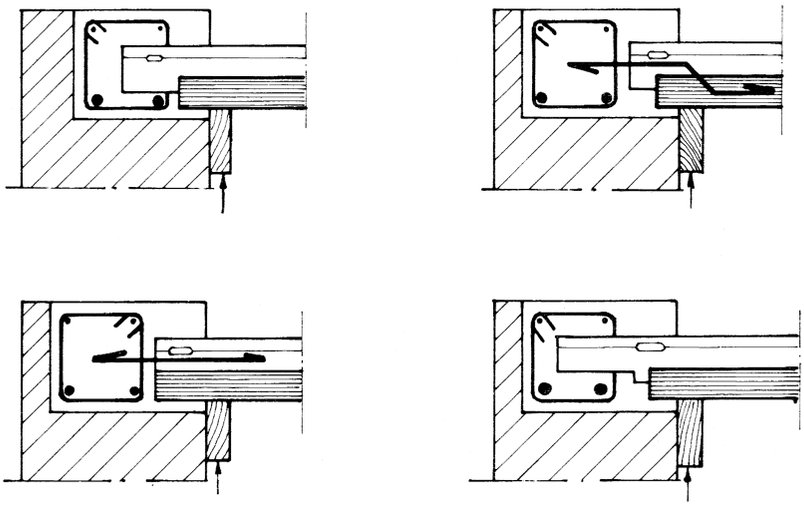


FIG. 116



Plancher « LUG ». Disposition d'ancrage dans les chaînages.

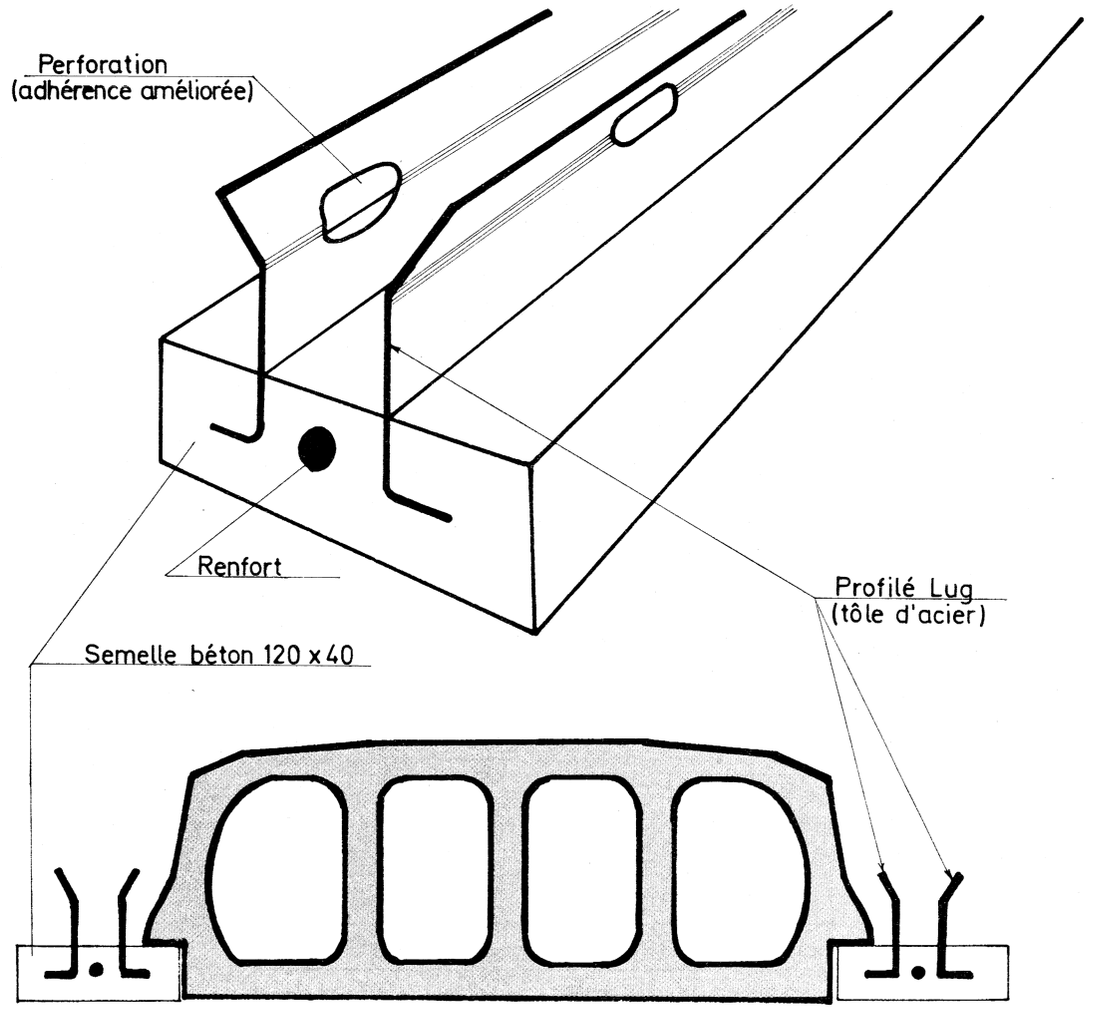
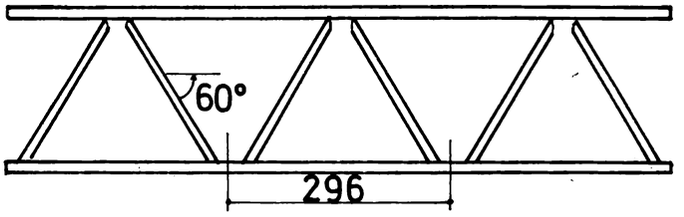


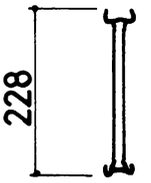
FIG. 117

PLANCHER "OMNIA"

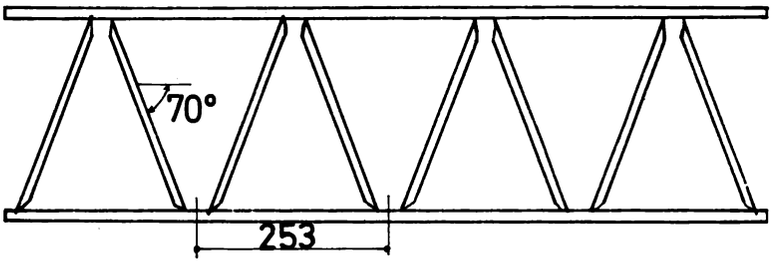
PROFIL "S"

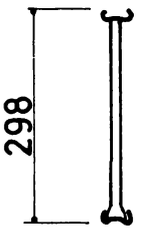
S I TREILLIS POUR PLANCHER DE 30



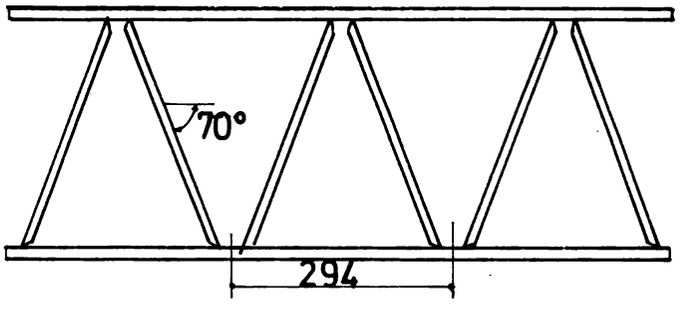


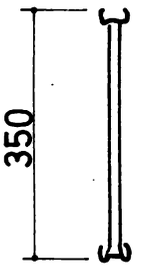
S II TREILLIS POUR PLANCHER DE 35



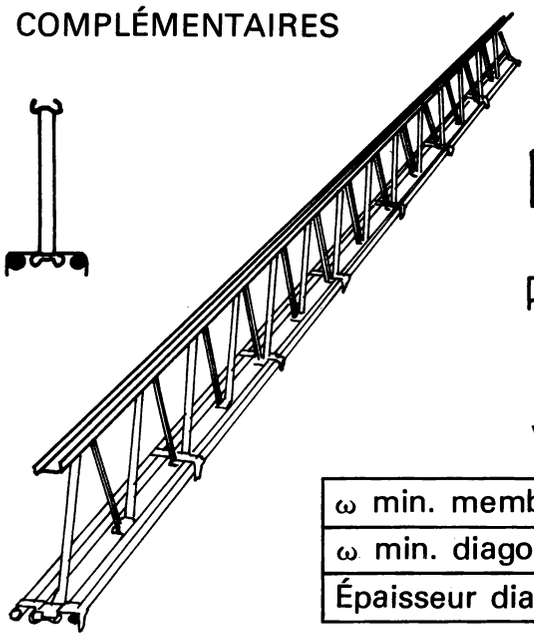


S III TREILLIS POUR PLANCHER DE 40 ET PLUS



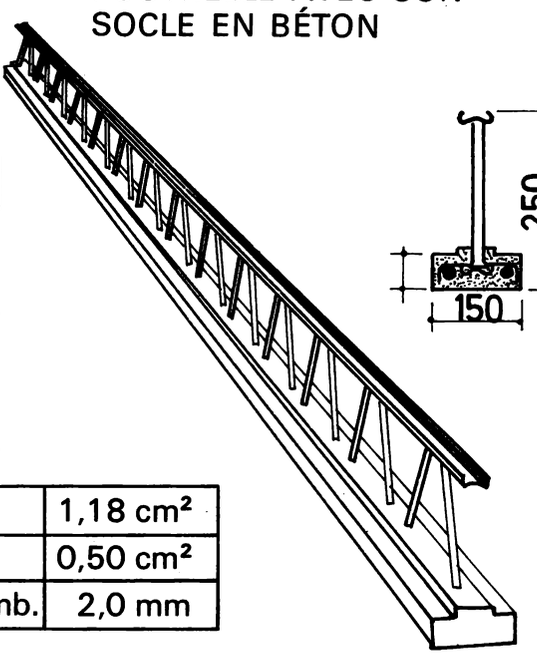


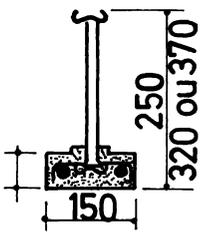
TREILLIS AVEC ACIERS TOR COMPLÉMENTAIRES



AGRAFE

POUTRELLE AVEC SON SOCLE EN BÉTON



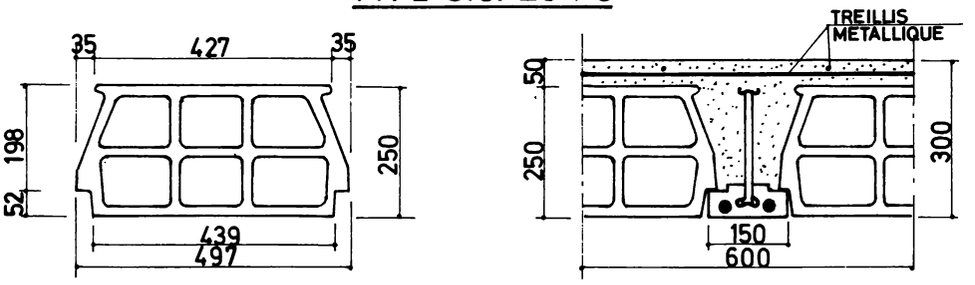


VALEURS

ω min. membrures	1,18 cm²
ω min. diagonale	0,50 cm²
Épaisseur diag. et memb.	2,0 mm

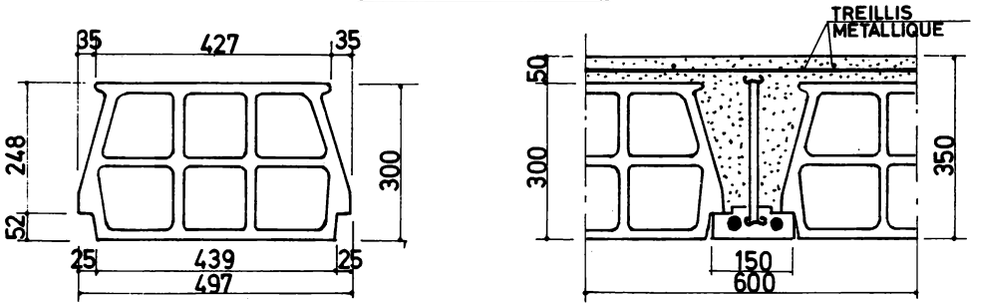
FIG. 118. – Planchers à fortes surcharges.

PLANCHER "OMNIA"
PROFIL "S"
EXÉCUTION AVEC HOURDIS DE COFFRAGE
TYPE S.C. 25 + 5



Épaisseur finie	Béton à couler sur place	Poids mort du plancher terminé
25 + 5	100 l/m²	418 kg/m²
Poids du hourdis : env. 19 kg pour une largeur de 20 cm		
Poids de fournitures : 200 kg/m²		

TYPE S.C. 30 + 5



Épaisseur finie	Béton à couler sur place	Poids mort du plancher terminé
30 + 5	10 l/m²	458 kg/m²
Poids du hourdis : env. 20,5 kg pour une largeur de 20 cm		
Poids de fournitures : 213 kg/m²		

FIG. 119

PLANCHER OMNIA Type "S"
à tôles de coffrage perdues

VUE PARTIELLE DE PLANCHER

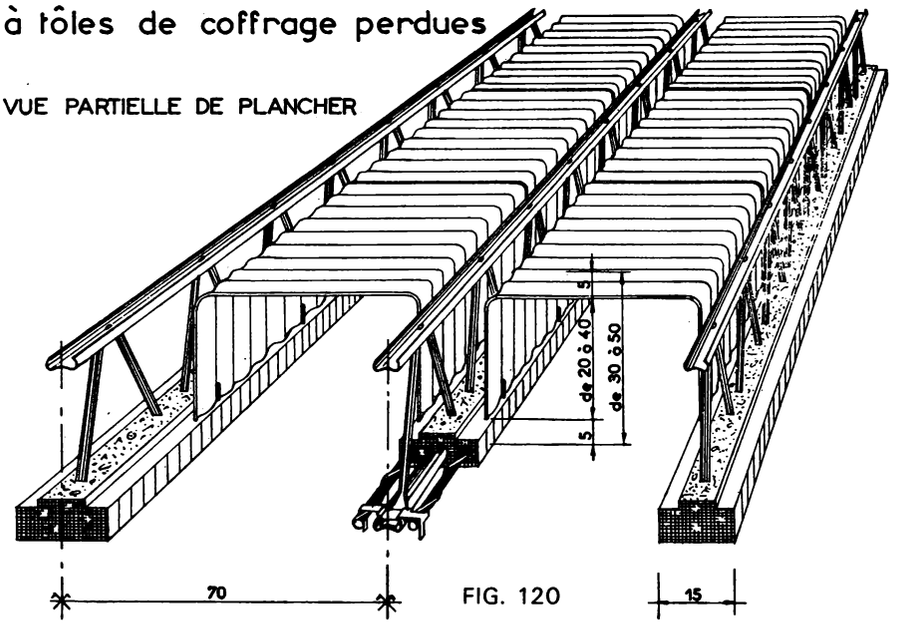


FIG. 120

15. 6. PRÉDALLES

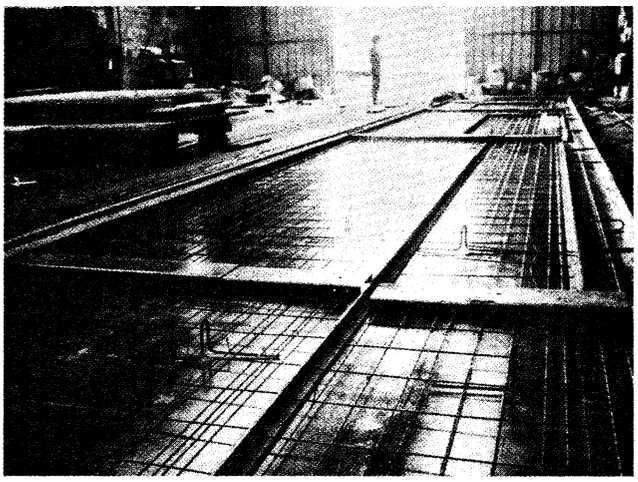
1 Intérêts des prédalles

— La réalisation des planchers en dalle pleine est soumise à la sujétion du coffrage traditionnel ou du coffrage par tables coffrantes.
— Pourquoi ne pas utiliser le béton armé lui-même en plaque mince raidie par une armature incorporée afin de réaliser le coffrage?
— C'est le but des pré-dalles : dalles de 4 à 5 cm d'épaisseur, raidies par des poutrelles (*fig.* 121 à 123).

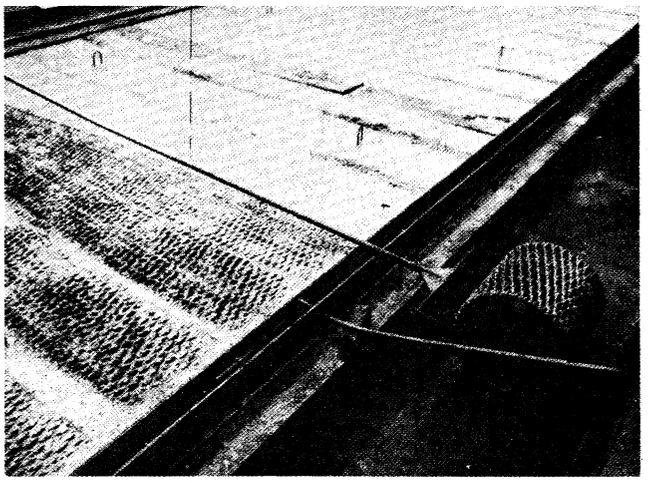
2 Avantages

- Suppression des coffrages.
- Réduction de l'étaiement.
- Facilité d'incorporation des canalisations (électriques, d'alimentation en eau.
- Suppression des enduits de plâtre en sous-face (ragréage partiel au droit des joints.)
- Préfabrication
  - foraine (sur le chantier) ou en usine;
  - fabrication soignée de chaque élément;
  - rendement assuré;
  - réalisation aisée d'éléments non réguliers;
  - Réservations faciles (forme carrée, rectangulaire, circulaire. etc.
- temps d'exécution et de livraison réduit.

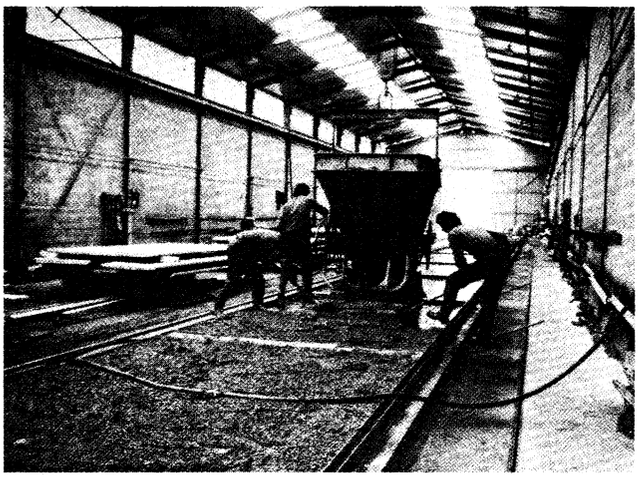
FIG. 121



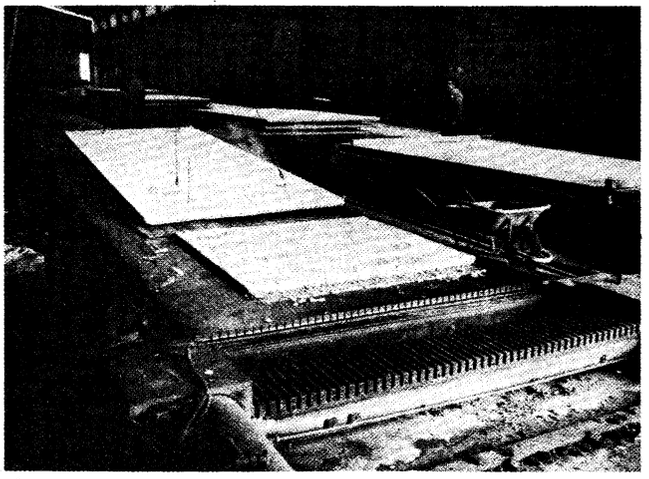
Préparation du banc avant coulage.



Crantage de surface.

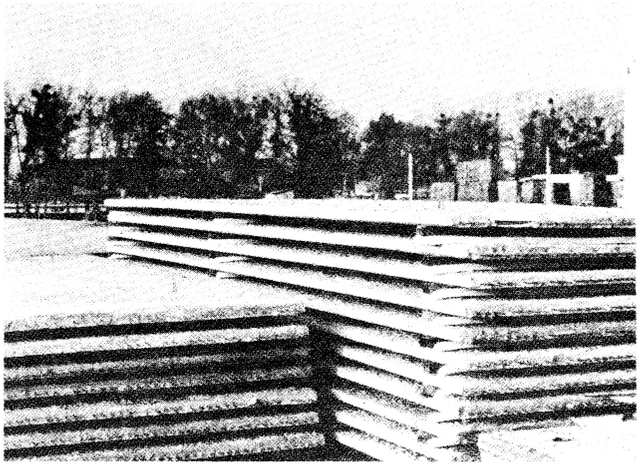


Coulage de la prédalle.

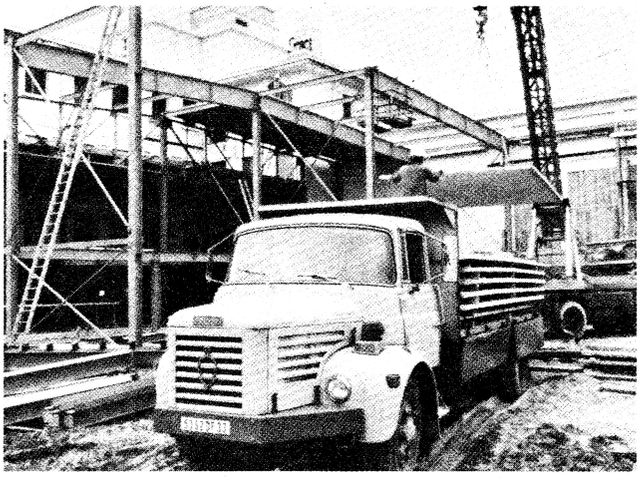


Évacuation du banc.

FIG. 122

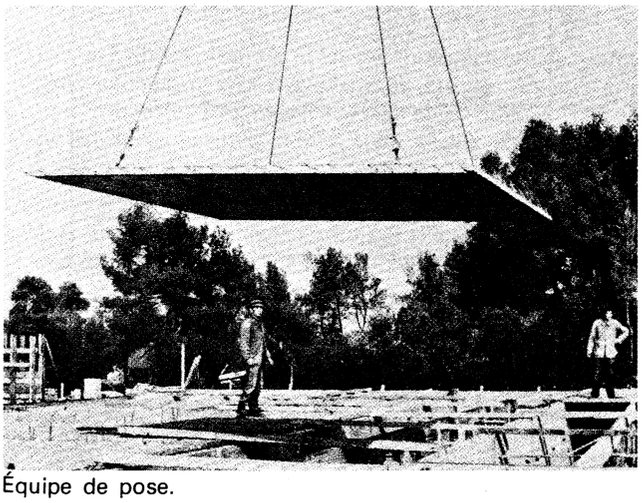


Détail de stockage.



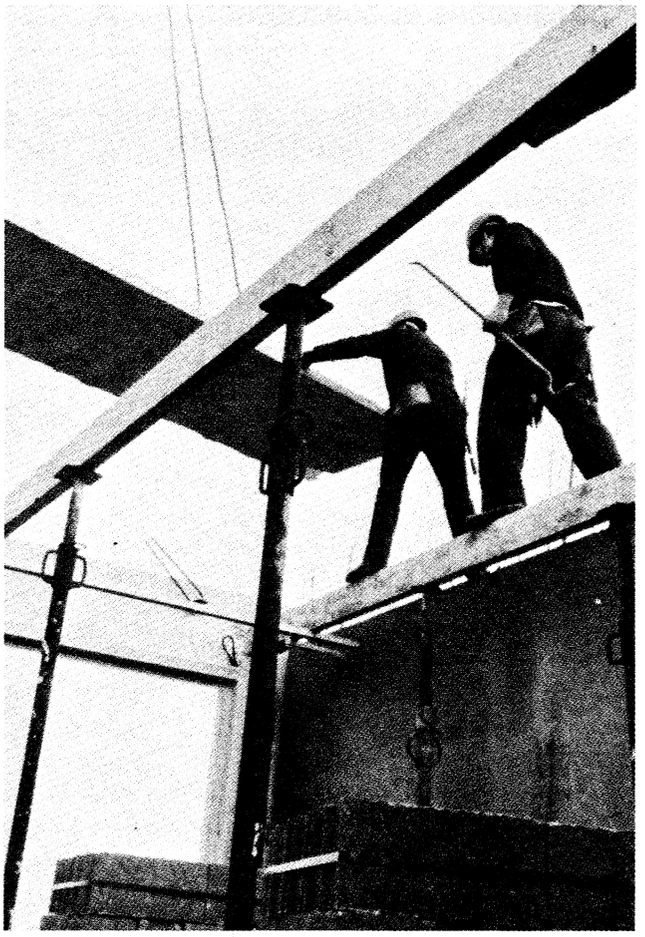
Transport sur camion.

Manutention sur chantier.



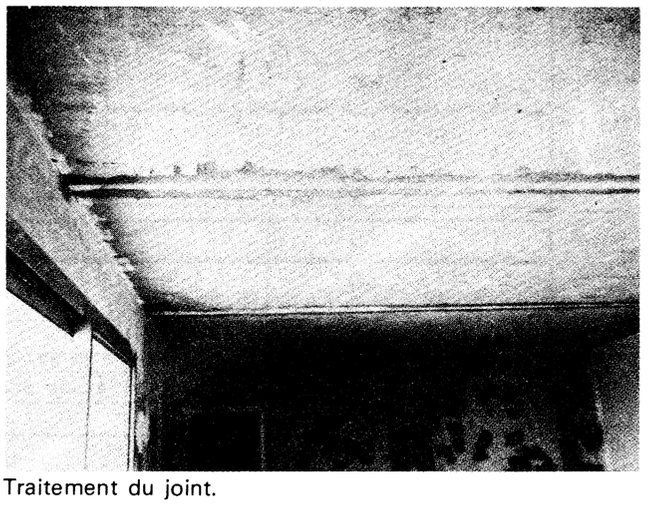
Équipe de pose.

FIG. 123



Pose sur files étais.

Réglage de la prédalle.



Traitement du joint.

3 Dimensions et constitution

3.1 Épaisseur : $\geqslant$ 4 cm.

3.2 Longueur : celle de la portée + 4 cm (*fig.* 124).

3.3 Largeur : limitée par les conditions imposées par le transport, la manutention, la répartition suivant la distribution interne des logements.

3.4 Armature : nervures en poutrelles métalliques :
- profilé oméga pour la membrure supérieure;
- deux ou trois ronds, de 8 à 10 mm pour la membrure inférieure;
- un treillis en rond de 6 mm.

(FIG. 125 et 126.)

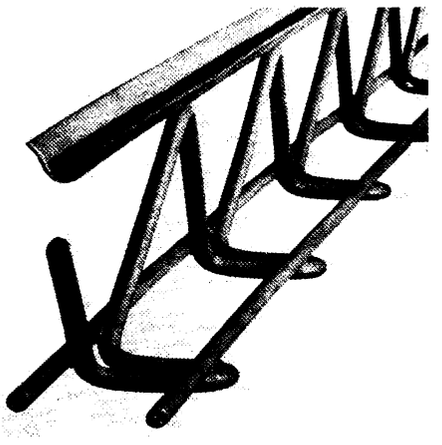


FIG. 126

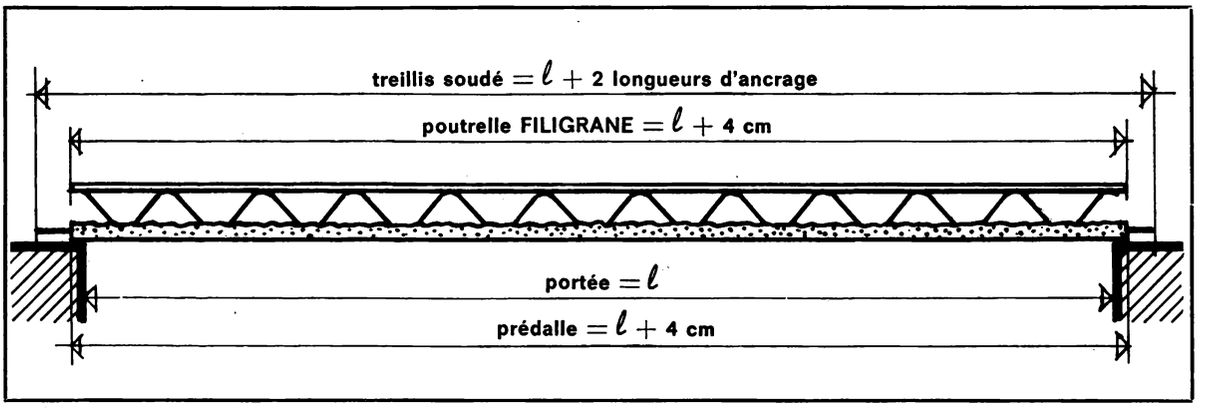


FIG. 124

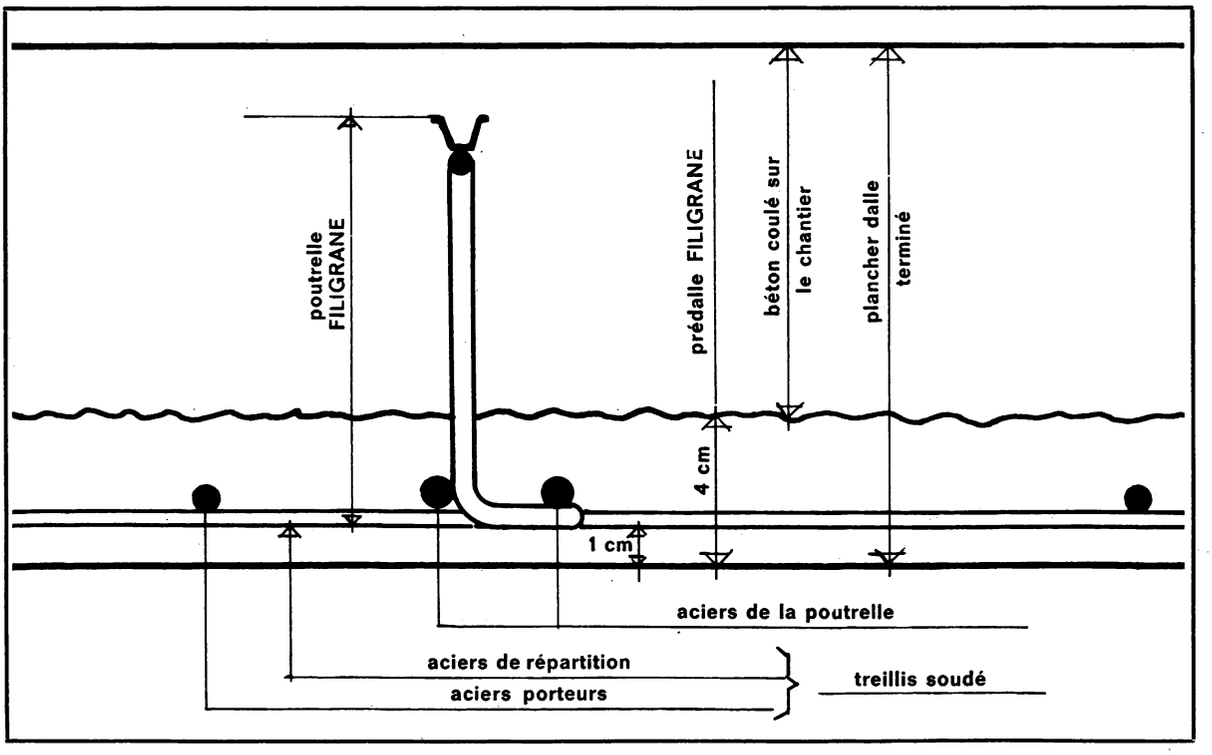


FIG. 125

3.42 - Un treillis soudé à haute adhérence constitue l'armature de répartition (*fig.* 127).

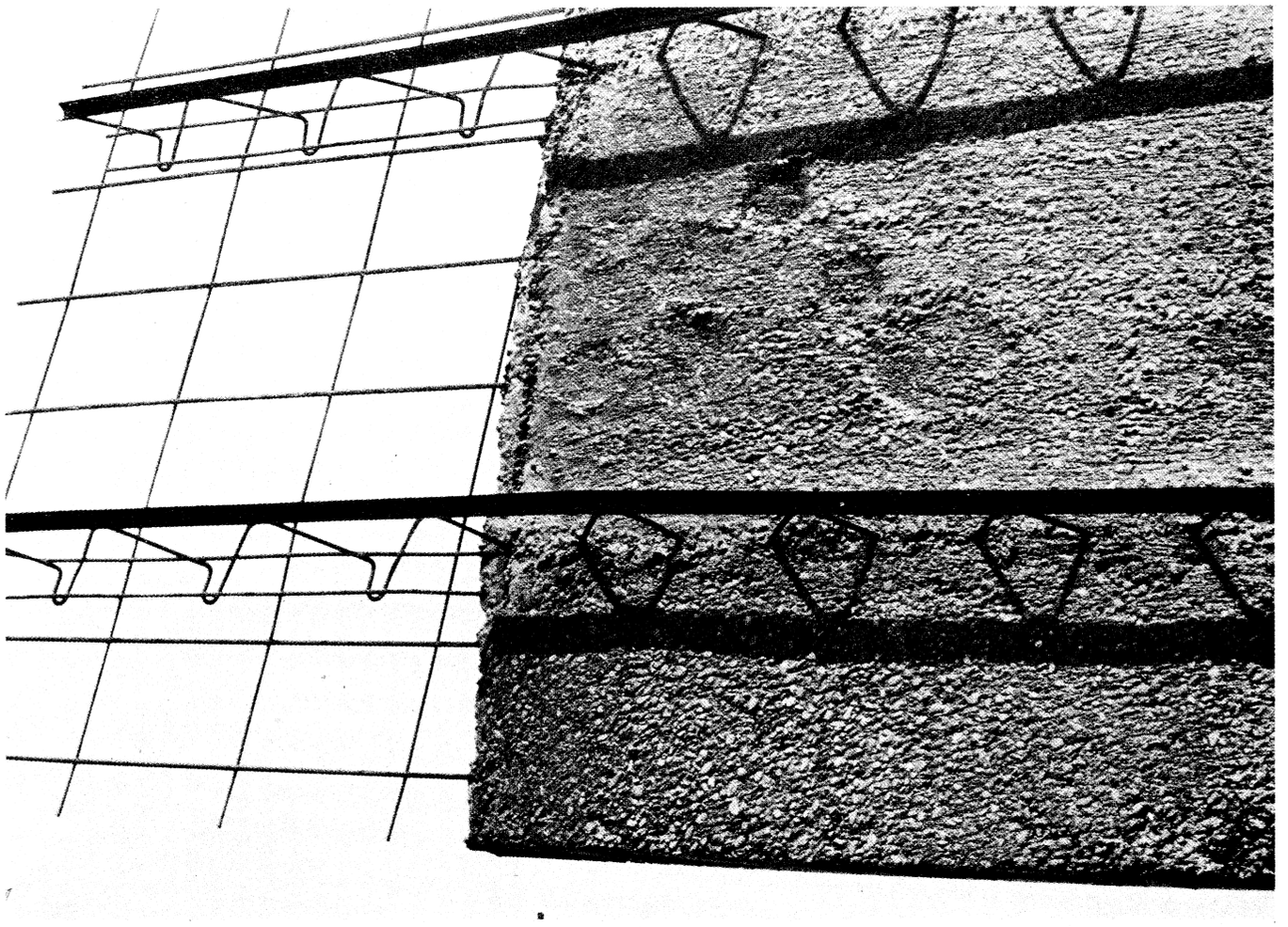


FIG. 127

3.5 Le béton utilisé est celui d'une dalle pleine.
Dosage : 350 kg/m^3 de ciment C.P.A.L. ou C.P.A.Z.

4 Précautions particulières

Les pré-dalles sont réalisées par panneaux et les joints subsistent entre eux. La discontinuité des plaques crée une moindre résistance et par suite une ouverture possible de fissures. Un treillis soudé de 50 cm de largeur totale rétablit la continuité en chevauchant deux plaques juxtaposées.

Les armatures complémentaires (chapeaux) sont placées en partie haute de la dalle (zone tendue) :

- sur les appuis de rive;
- sur les appuis intermédiaires.

Les joints entre plaques doivent être assez souples; un mortier à base de résines synthétiques, résistant à la traction, diminue les risques de fissuration en plafond. Dans la mesure du possible, le plus sûr consiste à prévoir les joints au droit d'une cloison.

TABLEAU DES DISTANCES ENTRE FILES D'ETAIS

Epaisseur plancher	Hauteur poutrelle	Distances entre étais suivant écartements des poutrelles en cm						
cm	cm	50	55	60	65	70	75	80
12	9	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
14	11	1,95	1,90	1,85	1,80	1,75	1,70	1,65
15	11	1,90	1,85	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
16	12	1,95	1,90	1,85	1,80	1,75	1,70	1,65
17	12	1,90	1,85	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
18	12	1,85	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60	1,55
19	14	2,10	2,05	2,00	1,95	1,90	1,85	1,80
20	14	2,05	2,00	1,95	1,90	1,85	1,80	1,75

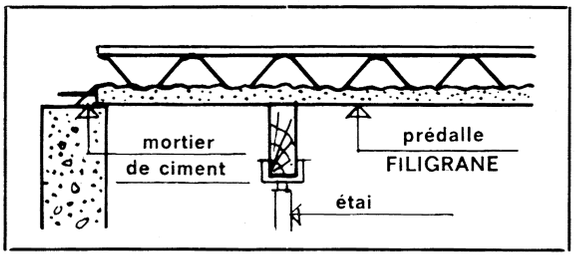


FIG. 128

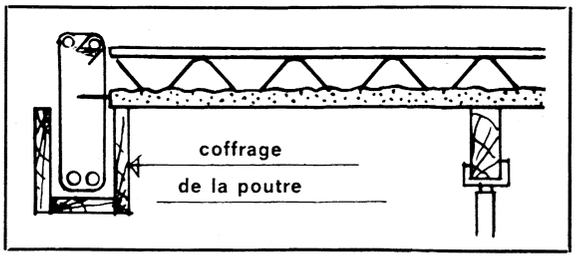


FIG. 129

MISE EN PLACE DES PRÉDALLES

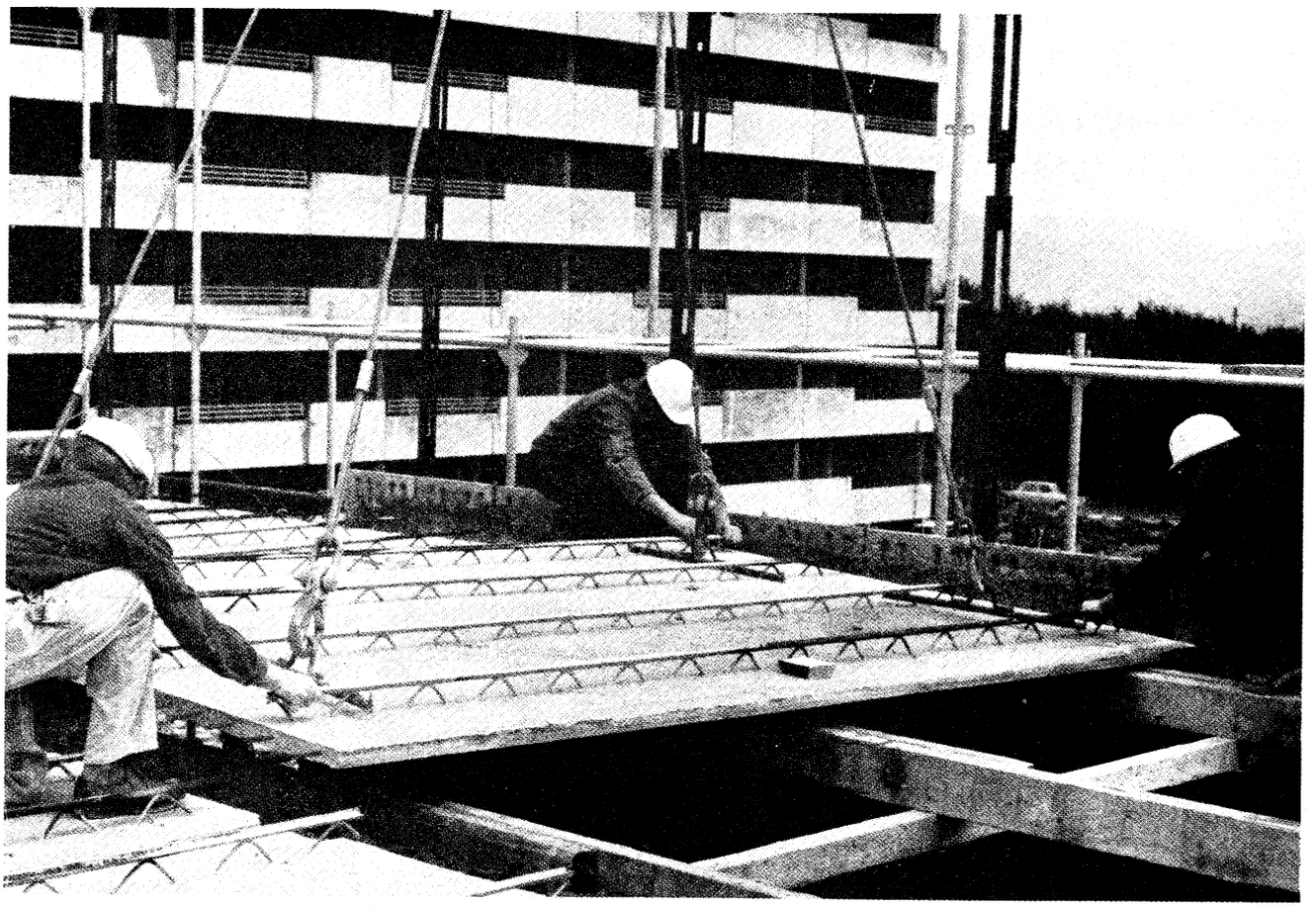


FIG. 130

15. 7. PLANCHERS PRÉFABRIQUÉS

1 Plancher préfabriqué d'une seule pièce

Il s'agit de préfabrication lourde, réalisée en usine. Ce plancher est mis en place en une seule opération de grue avec ou sans revêtement (carrelage) incorporé.
La dalle est de 14 à 16 cm d'épaisseur et la surface d'un élément de 25 à 30 m² au plus en raison de la masse. Les canalisations, les ouvertures (passage de conduits ou autres), sont prévues ainsi que les ancrages sur appuis (*fig.* 131 à 137).

Le procédé « Lift-slab » consiste à réaliser les planchers en B.A. au pied des appuis. Chaque plancher coulé sert de fond de moule pour le suivant. La mise en place s'effectue à l'aide de vérins placés au sommet des poteaux et les dalles préfabriquées au sol, sont hissées, puis fixées définitivement par des cales en acier (*fig.* 138).

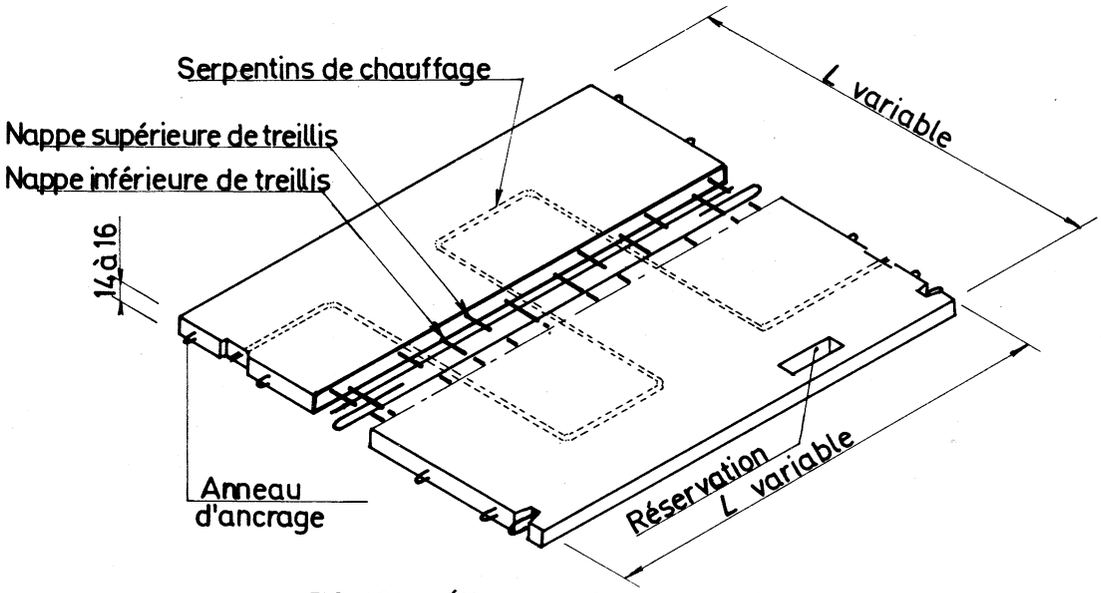


FIG. 131. – Élément de plancher préfabriqué.

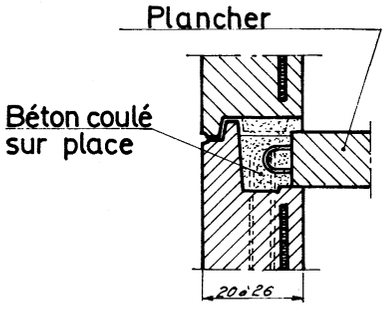


FIG. 132. – Liaison de la dalle avec le mur de rive.

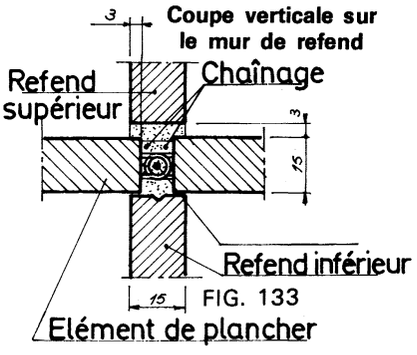


FIG. 133

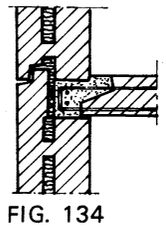


FIG. 134
Liaison mur de rive et plancher.

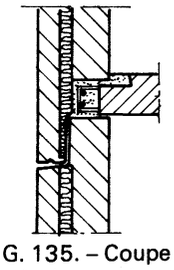


FIG. 135. – Coupe verticale partielle (cas d'un bâtiment de faible hauteur).

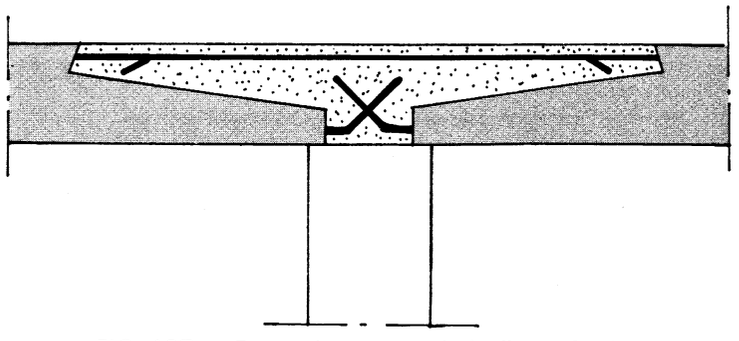


FIG. 137. – Raccordement au droit d'un refend.

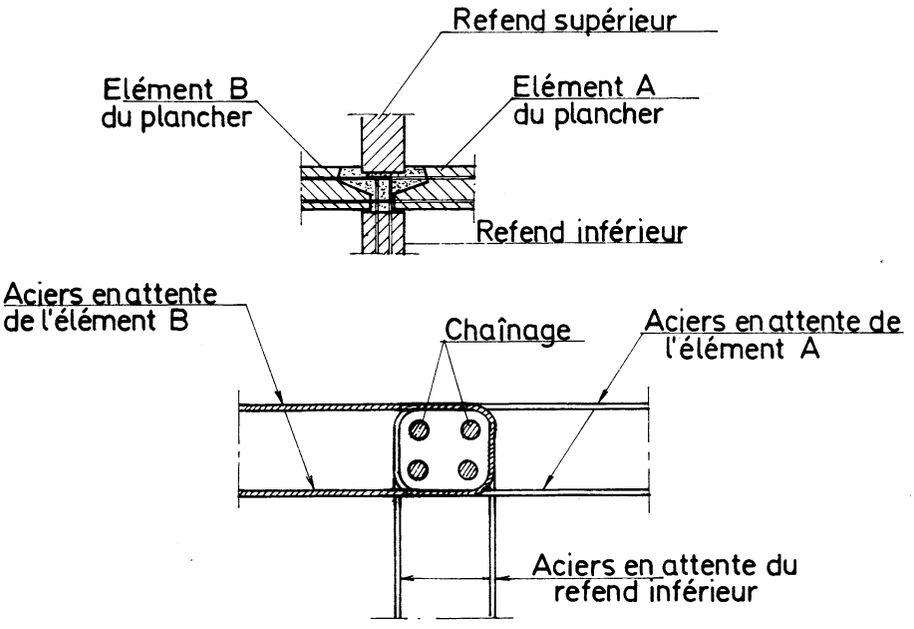
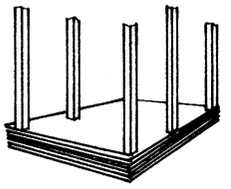
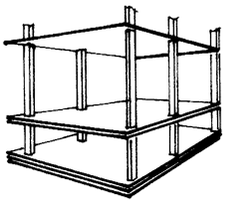


FIG. 136. – Détail chaînage-clavetage.



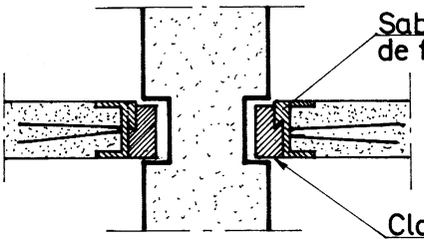
138-1

Réalisation des dalles préfabriquées au pied des poteaux Dalles pleines de 22 cm d'épaisseur un film plastique est placé entre chacune d'elle



138-2

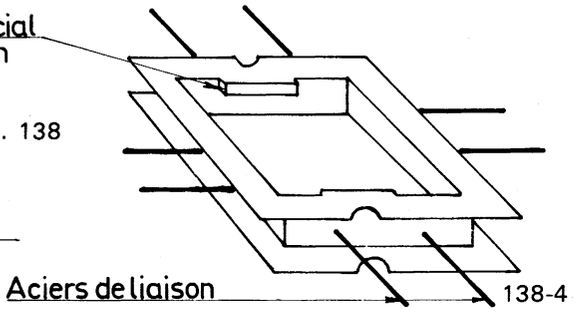
Levage et fixation des dalles Procédé « Lift Slab » « Structures levées »



Détail du clavetage (plancher, poteau)

138-3

FIG. 138



138-4

Cadre de raccordement métallique ceinturant le poteau

2 Planchers préfabriqués en éléments rectangulaires de grandes dimensions

2.1 Ces éléments sont juxtaposés et solidarisés entre eux par des joints en béton coulé.

2.2 Leur **forme en U** renversé leur confère une grande résistance qui autorise de grandes portées.
Ils peuvent reposer sur une poutre maîtresse à talons coulée généralement après mise en place des bacs (*fig.* 139*a*, 139*b*, 140).

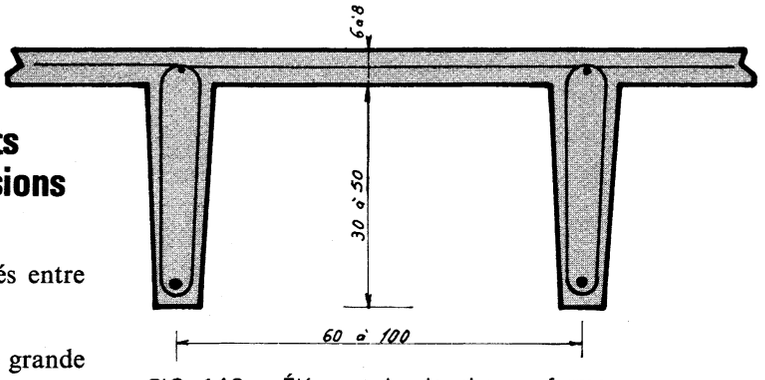


FIG. 140. – Élément de plancher en forme de double T. On réalise un simple joint au mortier entre éléments.

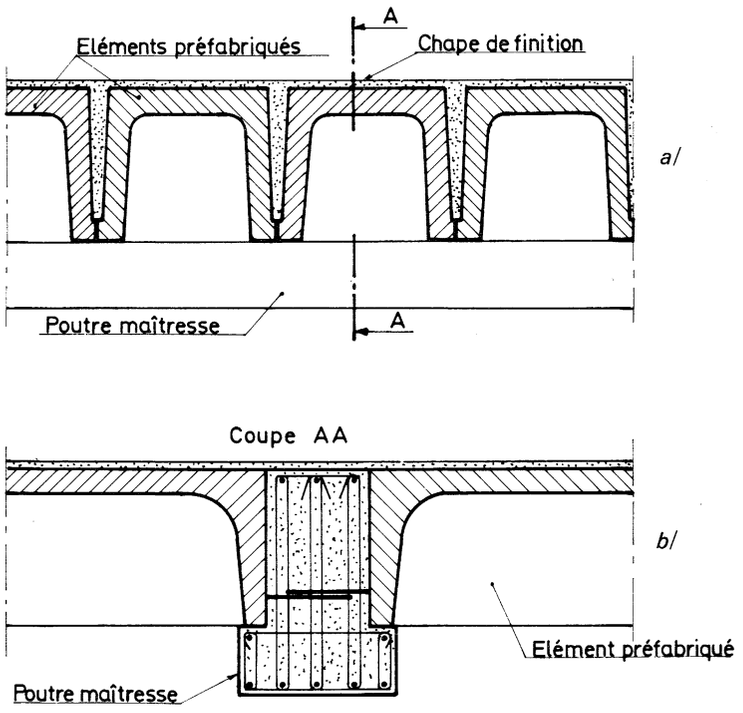


FIG. 139. – Plancher industriel
(fortes surcharges et grande portée).

2.3 Les **formes en T ou en double TT** sont également très rationnelles sur le plan du fonctionnement. La continuité entre éléments est assurée par un clavetage dans l'épaisseur de la table (*fig.* 141 et 142).

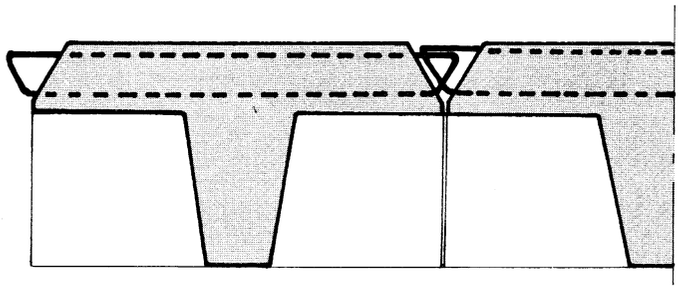


FIG. 141. – Élément de plancher en forme de T
et clavetage entre élément.

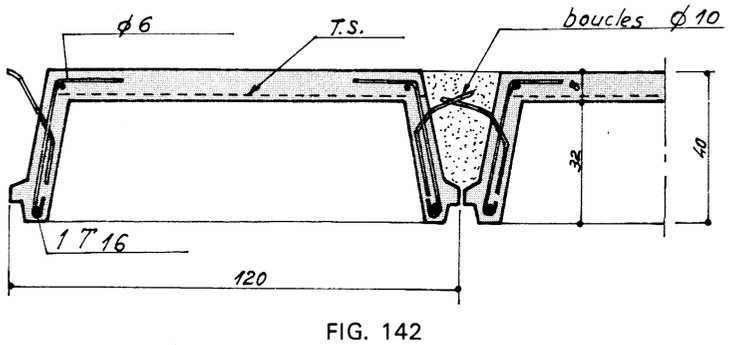


FIG. 142

2.4 Les **éléments tubulaires** ont l'avantage de présenter une sous-face plane.
Les alvéoles peuvent être :
- **cylindriques** dont la base présente deux ailes et les flancs comportent des créneaux destinés à réaliser une liaison entre éléments, ainsi qu'avec la dalle de compression armée d'un treillis soudé (*fig.* 143 et 144).
- **rectangulaires** (mêmes principes), mais sans dalle de compression (*fig.* 145).

2.5 Les planchers en forme de double caisson :
- de 1,70 m de largeur (*fig.* 146);
- de 30 à 40 cm de hauteur totale;
- de longueur pouvant atteindre facilement 10 m.

Ils comprennent trois nervures longitudinales reliées à la dalle de compression de 8 cm d'épaisseur.
Les flancs présentent des cannelures et des aciers en attente pour assurer :
- la liaison entre éléments;
- la rigidité d'ensemble du plancher.

Ces bacs préfabriqués sont surtout utilisés pour les planchers industriels et les locaux scolaires.

Remarques :

Les méthodes d'organisation qui s'imprègnent des idées forces relatives à :
- la répétition;
- la mécanisation;
- la simplification des tâches;
- l'ordonnancement des chaînes d'opérations;

ont pour principe essentiel d'utiliser la préfabrication dans toute la mesure du possible, sans perdre de vue, les contraintes de l'usine et du chantier envisagées simultanément, ainsi que les objectifs à atteindre.

Le fonctionnement des planchers traditionnels ou préfabriqués rejoint celui des poutres continues en B.A. :
- de section rectangulaire;
- de section en forme de T,

et les mêmes principes sont applicables.

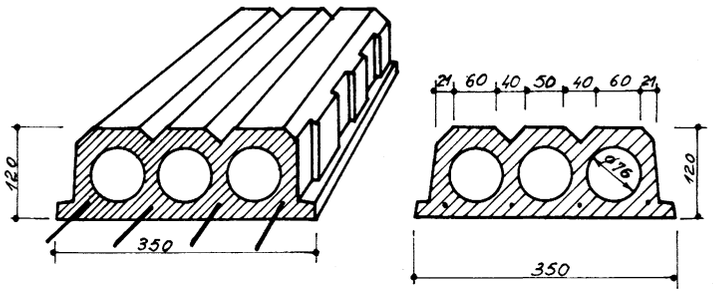
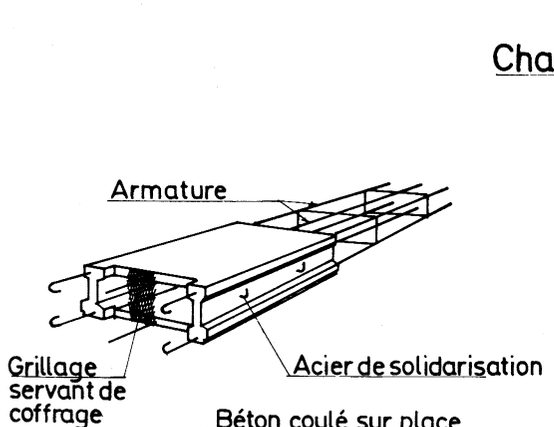


FIG. 143. – Élément préfabriqué à longueur variable. Système « WEBO ».



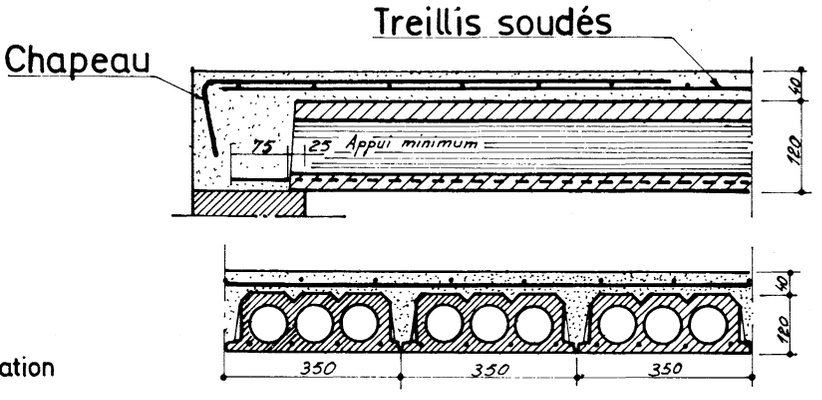
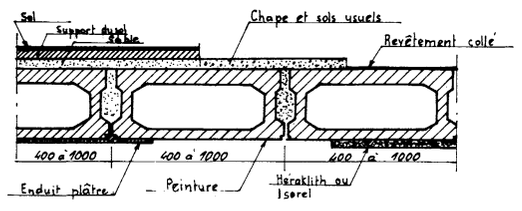


FIG. 144



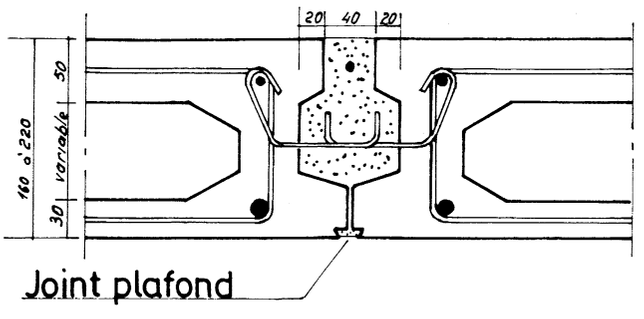


FIG. 145. – Plancher Caissodal.

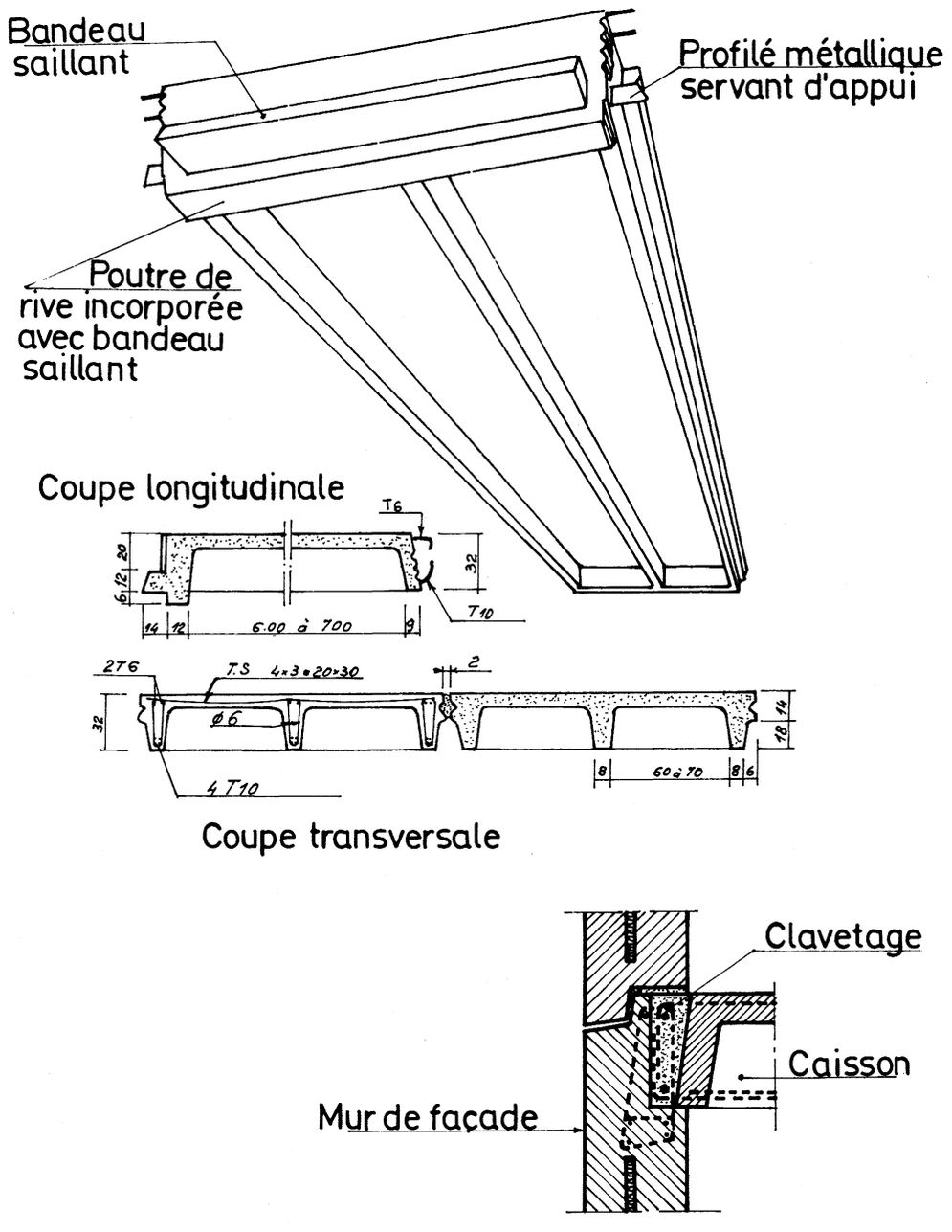


FIG. 146. – Plancher pour locaux scolaires avec double caisson.

16. ENCORBELLEMENTS

1 Particularités et cas rencontrés

Les éléments en encorbellement sont maintenus par une seule extrémité, grâce à un encastrement parfait, sinon il est dit partiel (*fig.* 1, 2, 3).

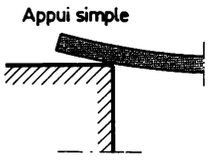


FIG. 1

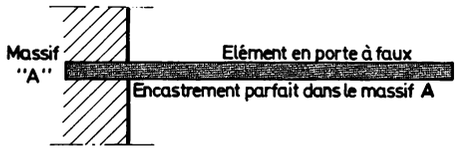


FIG. 2

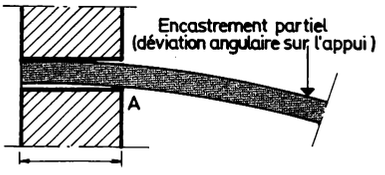


FIG. 3

CAS RENCONTRÉS

L'encastrement peut être obtenu en fixant l'élément en porte-à-faux dans :

- un mur
- une poutre ou un linteau
- un chaînage
- un poteau
- un plancher

(*fig.* 4 à 12 et 15)

ou par :

- continuité d'une poutre avec 1 porte-à-faux à l'une ou aux 2 extrémités (*fig.* 13);
- continuité d'une dalle reposant sur deux ou plusieurs appuis et avec porte-à-faux :
  - sur 1 sens, en totalité ou en partie;
  - sur les deux sens;
  - dans un angle intérieur ou extérieur (*fig.* 14 et 15).

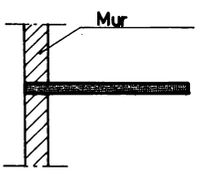


FIG. 4

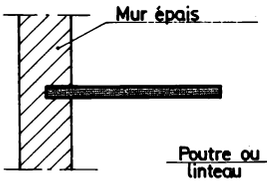


FIG. 5

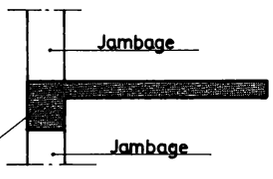


FIG. 6

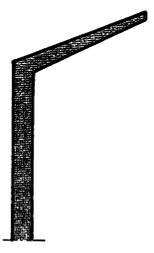


FIG. 7
Poteau en B.A. avec un porte-à-faux.

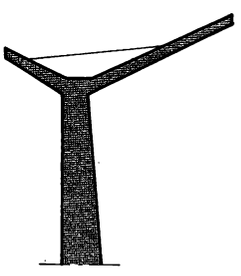


FIG. 8
Poteau en B.A. avec double porte-à-faux.

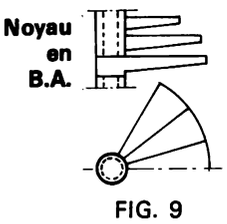


FIG. 9
Marche en encorbellement.

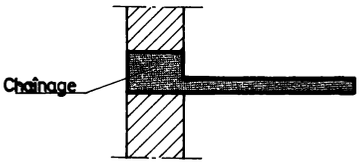


FIG. 10

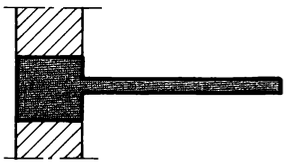


FIG. 11

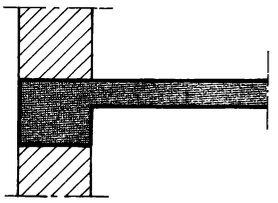


FIG. 12
Ancrage à la partie supérieure du chaînage.

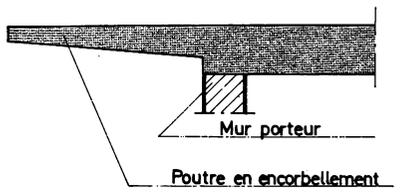
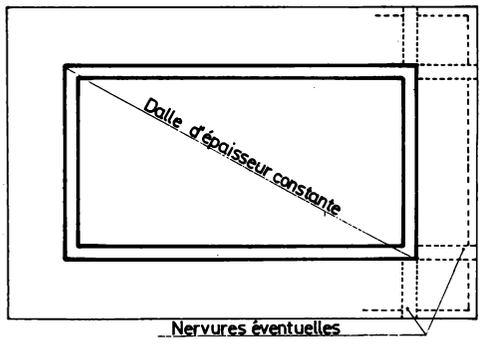


FIG. 13

Encorbellement sur tout le pourtour du bâtiment. Dalle en porte-à-faux.



Vue en plan schématique

FIG. 14

Vue en plan

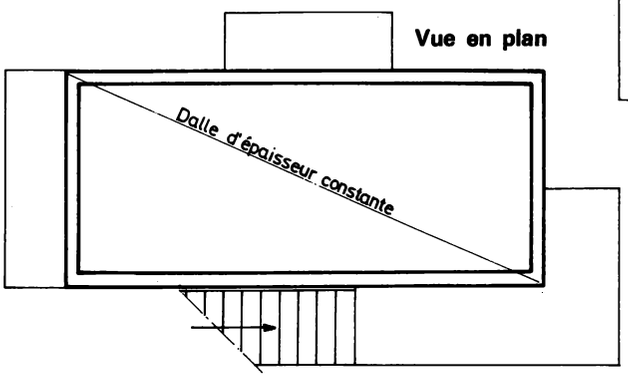


FIG. 15

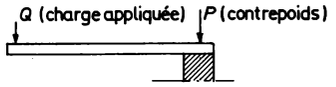


FIG. 16

Les supports intermédiaires de la dalle ne sont pas représentés.

2 Principes de stabilité

Essai de fonctionnement	Constatations	Conclusion	Règle de travail
Matériel : – planche munie d'encoches à la partie supérieure et inférieure; – plaque en béton.			
1re hypothèse : – une charge P est appliquée; – une surcharge Q est appliquée progressivement. (*fig.* 16)	La fixation de l'extrémité s'effectue grâce à la charge et au support (encastrement). La fibre supérieure s'est allongée. La fibre inférieure s'est raccourcie. Les encoches sont ouvertes à la partie supérieure et fermées à la partie inférieure. Le jeu des encoches est plus accentué près du support à la fibre supérieure.	La zone supérieure est tendue. La zone inférieure est comprimée. L'effort maximal dû à la flexion a lieu près de l'appui.	Les aciers principaux seront placés à la partie supérieure pour équilibrer les efforts de traction du béton. (*fig.* 19 et 20)
2e hypothèse : Le support est résistant mais la charge P est insuffisante. (*fig.* 17)	L'équilibre strict est réalisé si : $Q \times l = P \cdot a/2$ l : longueur de l'élément en encorbellement. a : largeur du mur. La charge P agit à une distance $a/2$ de l'arête.	La charge P sera d'autant plus faible qu'elle se trouve éloignée de l'arête de pivotement. Formule approximative qui n'est exacte que s'il n'y a pas écrasement de B.	Ce principe est utilisé pour ancrer un balcon dans un plancher qui sert de contrepoids. La condition de stabilité est : $P \cdot a/2 > Q \cdot l$
3e hypothèse : La planche est encastrée dans un élément de section rectangulaire. (*fig.* 18 *bis*)	L'élément matérialisant un linteau ou une poutre est sollicité : – en torsion; – en flexion.	La stabilité dépend : – de la résistance à la torsion de la poutre; – des ancrages des extrémités.	Les poutres et linteaux doivent être engagés sous les jambages. (*fig.* 6)

Balcon prenant appui sur un mur à l'une de ses extrémités

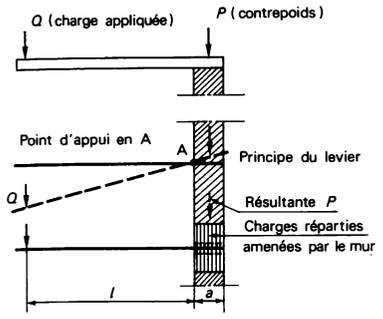


FIG. 17

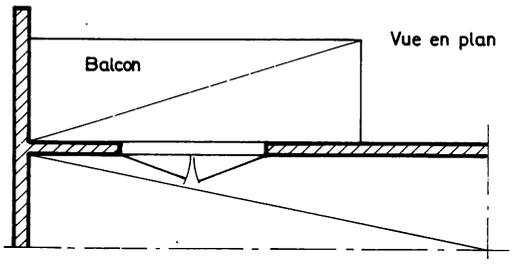


FIG. 18

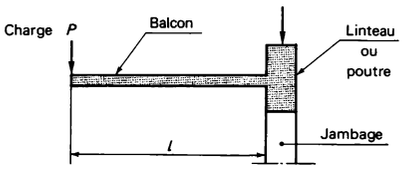


FIG. 18 *bis*

Charge isolée à l'extrémité d'une console

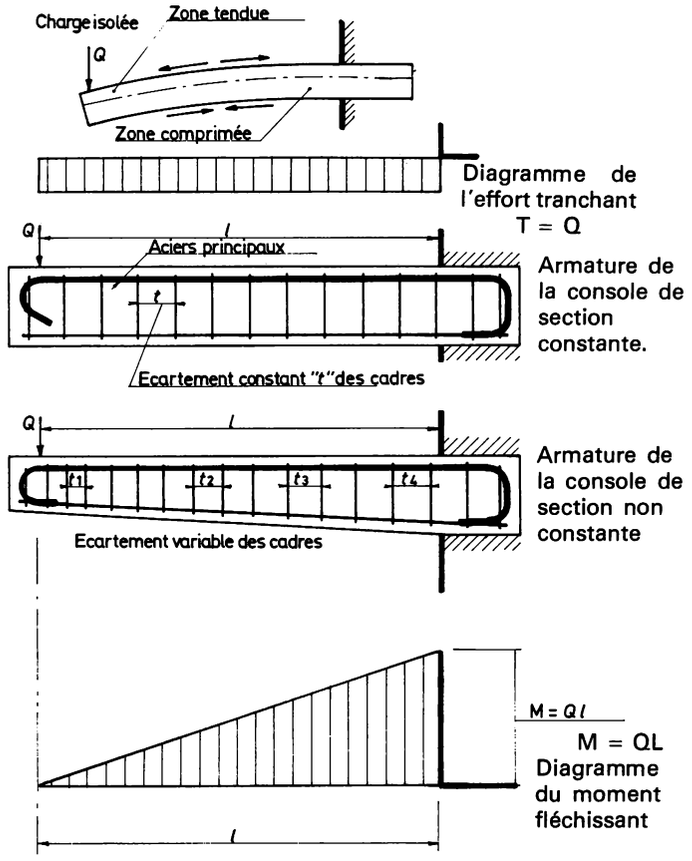


FIG. 19

Charge uniformément répartie sur la longueur de la console

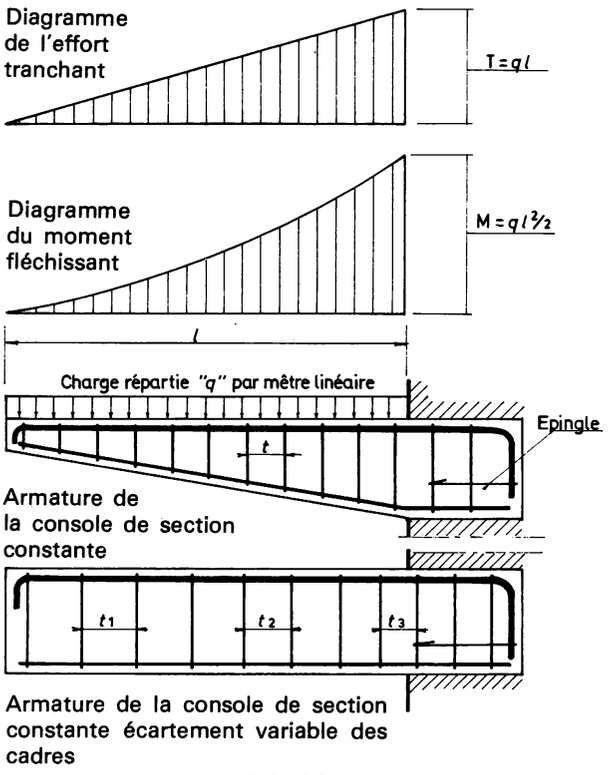


FIG. 20

NOTA : **les actions sur les appuis** donnent naissance à des contraintes de compression suivant :
- les cas de charges;
- le type de structure.

Les diagrammes de contraintes correspondants sont soit :
- rectangulaire (répartition uniforme);
- trapézoïdal;
- triangulaire (*fig.* 21 et 21 *bis*).

Les forces F s'opposent au moment du renversement

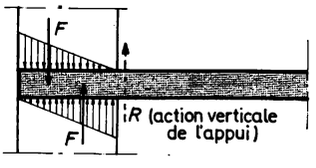


FIG. 21

La résultante R passe par le centre de gravité de la section d'appui.

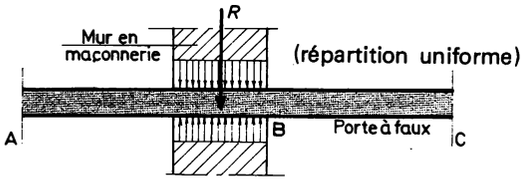


FIG. 21 *bis*

3 Solutions constructives

DIFFÉRENTS CAS RENCONTRÉS SUR LE CHANTIER

3.1 Cas d'une console encastrée dans un mur ou un poteau

Avec une charge isolée à son extrémité : le fonctionnement de cette console, les diagrammes des efforts tranchants et des moments de flexion ainsi que la disposition des aciers font l'objet des *figures* 19 et 20.

Avec une charge répartie.

Exemples d'application sur les *figures* 22 et 23.

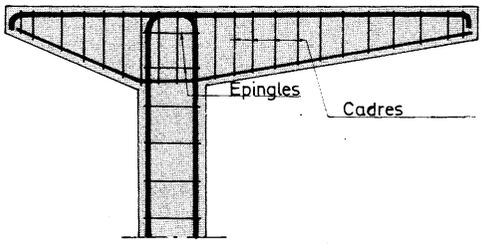


FIG. 22. – Poteau avec double console.

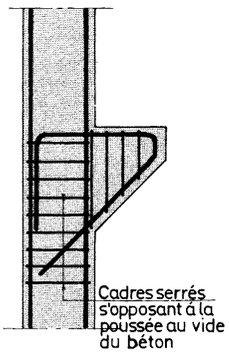


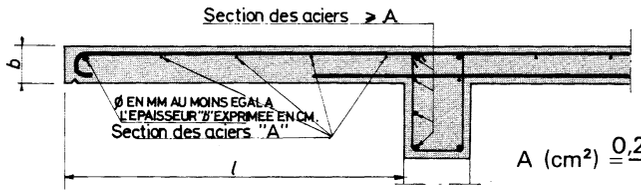
FIG. 23

Console greffée sur le poteau.

3.2 Cas des balcons

Les recommandations du bureau Sécuritas (et D.T.U. n° 20-11) relatives à l'armature des balcons apparaissent sur les *figures* 24 à 37.

– balcon prolongeant une dalle et prenant appui sur un mur de façade (*fig.* 24 et 25);



$$A\ (cm^2) = \frac{0{,}25 \times l\ (cm) \times b\ (cm)}{100}$$

FIG. 24

Armature classique d'un balcon prolongeant un plancher

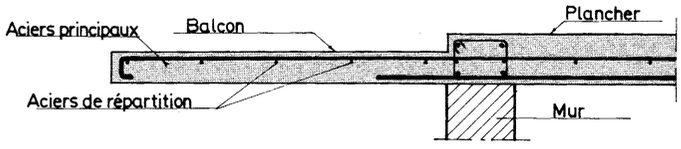


FIG. 25

– balcon avec grand dépassement (*fig.* 26);

Balcon de grande portée : l'armature est maintenue en position en incorporant dans l'épaisseur deux chaînages.

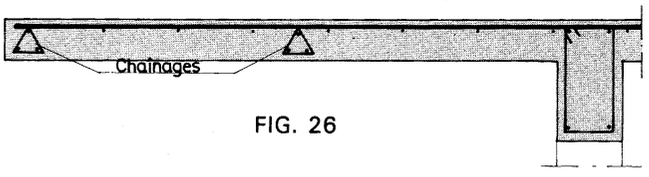


FIG. 26

– balcon avec poutres incorporées (*fig.* 27);
– balcon avec joint de dilatation ou de retrait (*fig.* 27 *bis*);

Coupe longitudinale du balcon parallèlement à la façade.

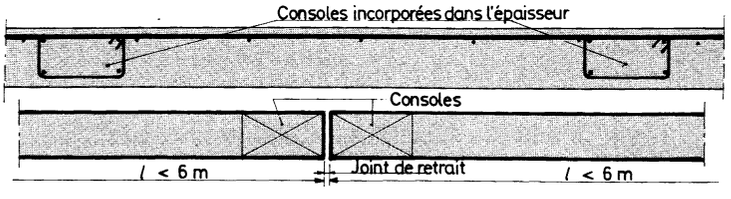


FIG. 27

FIG. 27 *bis*

- balcon de section non constante (*fig.* 28 et 29);

Balcon de section non constante sous face inclinée

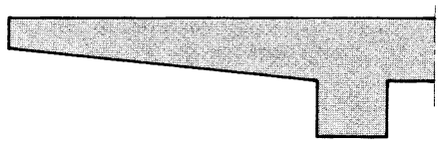


FIG. 28

Balcon de section non constante face supérieure inclinée obtenue lors du coulage.

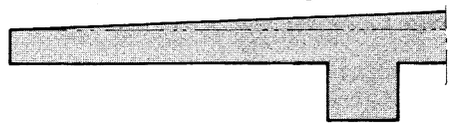


FIG. 29

- balcon avec consoles saillantes (*fig.* 30);
- balcon avec poutre de rive en retombée (*fig.* 31);

Balcon d'épaisseur plus réduite que le plancher avec consoles saillantes en sous face.

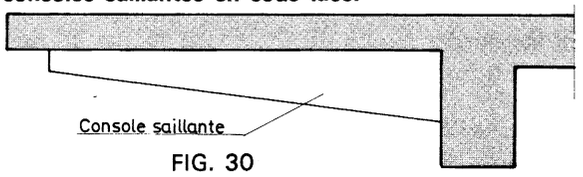


FIG. 30

Balcon avec une poutre en retombée.

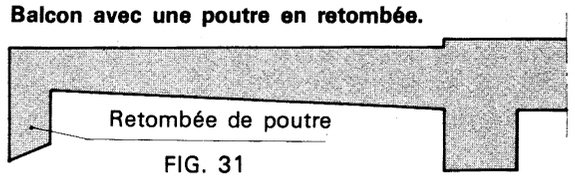
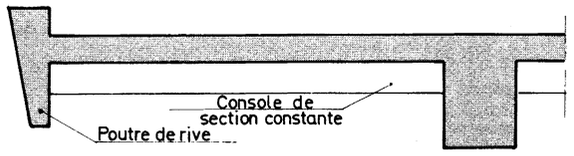


FIG. 31

- balcon avec poutre de rive inférieure et supérieure (*fig.* 32);
- balcon associé à un plancher avec hourdis et poutrelles (*fig.* 33);

Balcon avec consoles de section constante et poutre de rive s'appuyant sur les consoles.

FIG. 32



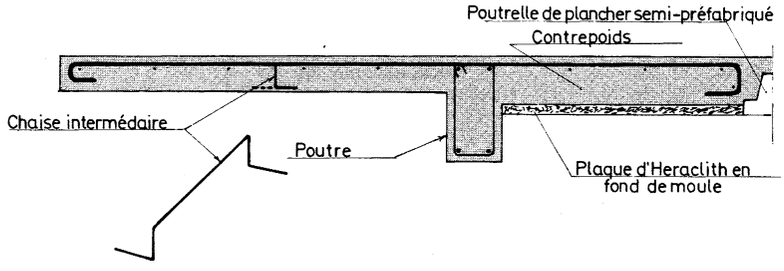


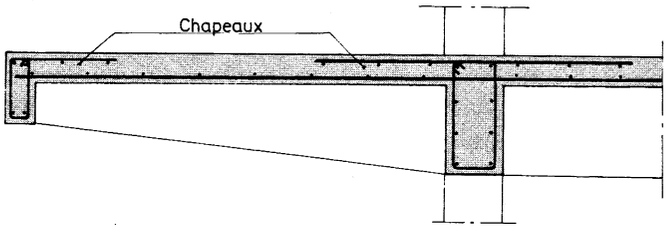
FIG. 33

Ancrage du balcon par mobilisation de la masse de béton formant contrepoids en arrière de la poutre.

- balcon avec console et poutre de rive (*fig.* 34 et 35);
- balcon avec simple bordure (*fig.* 36);

FIG. 34

Encorbellement constitué par :
- des consoles,
- des poutres de rives,
- une dalle.



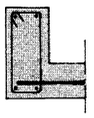


FIG. 35

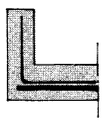
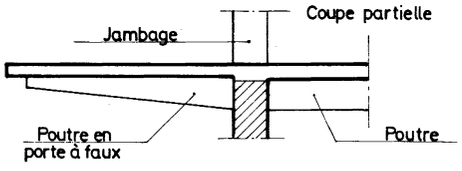


FIG. 36

- balcon avec encastrement sur 3 ou 4 côtés (*fig.* 37).



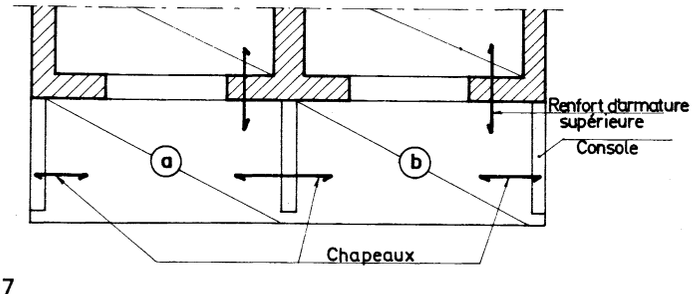


FIG. 37

Déformation des aciers sous les charges au moment du coulage ; « e » est l'épaisseur réduite utile de la section.

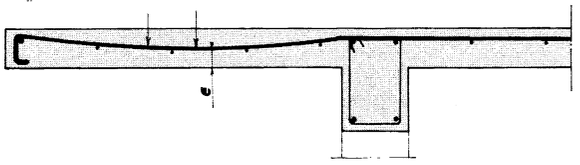


FIG. 38

Circuit de l'eau de ruissellement en l'absence de larmier.

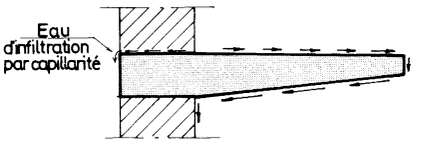


FIG. 39

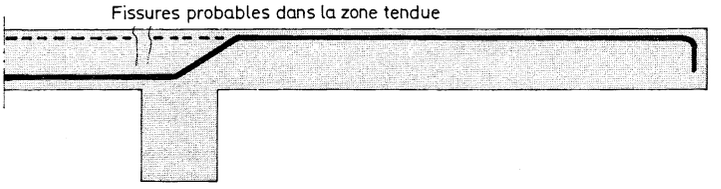


FIG. 40. – Disposition à proscrire.

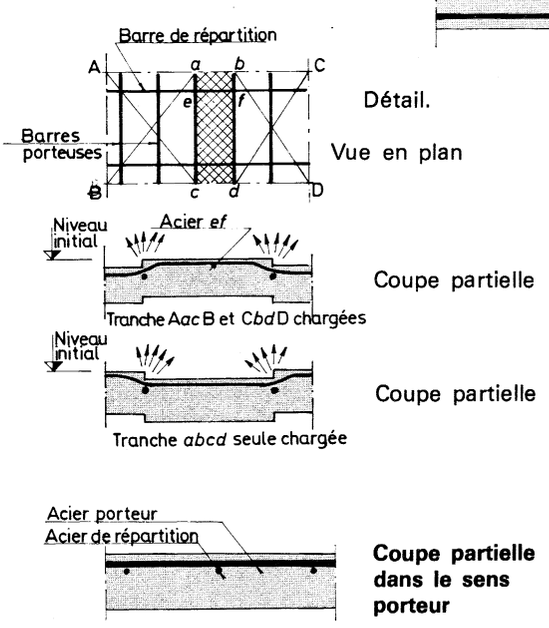


FIG. 41

Moment fléchissante sur l'appui A. ΔM est négligé du fait que le calcul des moments fléchissants s'effectue en tenant compte de la partie entre appuis.

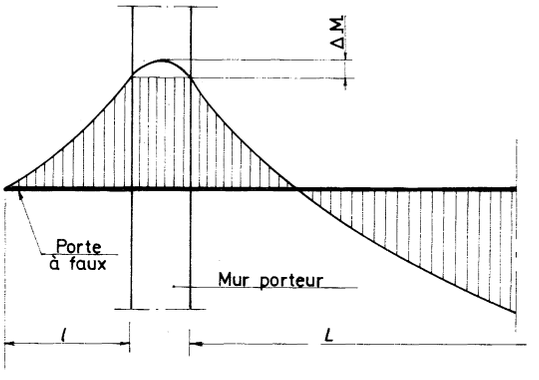


FIG. 42

Le moment axial est plus important que le moment au nu de l'appui.

La poutre AB est prolongée par 2 porte-à-faux et est chargée en C et en D.

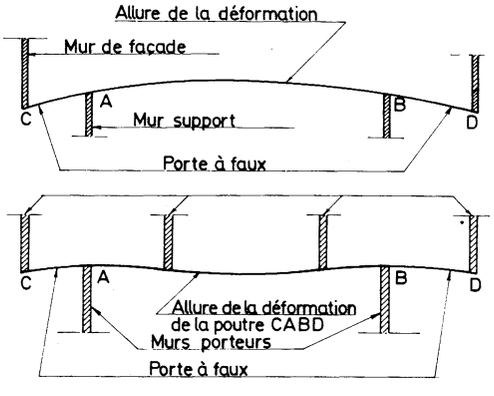


FIG. 43

3.3 Remarques relatives à la réalisation

La difficulté est de **maintenir les barres des balcons à la position prévue par les plans.**

Les **pontets** ou chaises réduisent les déformations des aciers lors du passage des ouvriers ou de la chute du béton déversé à la benne (*fig.* 26, 33 et 38).

Les **écarteurs** plastiques ou en mortier de ciment préservent l'enrobage minimal en sous-face.

Les emplacements des **scellements** pour des rampes de protection doivent être prévus avant coulage du béton.

Si la sous-face est inclinée, un **larmier** est indispensable (*fig.* 39).

Le **seuil** constitué par le plancher décalé par rapport au balcon favorise :

- la bonne disposition des aciers;
- l'étanchéité (*fig.* 31 et 34).

La disposition de la figure 40 est à proscrire.

Les **poutrelles précontraintes** par fils adhérents ne doivent pas servir si elles n'ont pas été spécialement prévues à cet effet.

La **position des barres porteuses et des barres de répartition** est justifiée par le fonctionnement d'un balcon sous l'effet des charges (*fig.* 41).

Le moment fléchissant dans l'axe du support est plus important que le moment au nu de l'appui (*fig.* 42).

Les **déformations** dépendent du mode de chargement des travées voisines (*fig.* 43).

4 Coffrage des encorbellements

Problèmes posés	But	Solution ou possibilités	Mode d'exécution
Précision des cotes, des niveaux, de l'equerrage.	Pente à prévoir en partie supérieure. Raccord avec escalier d'accès, à un balcon.	Référence au trait de niveau. Référence au niveau supérieur du plancher brut.	Tenir compte : - des différentes épaisseurs; - des éléments de coffrage.
Coffrage résistant : - aux efforts statiques; - aux efforts dynamiques.	Stabilité sous la masse du béton et des ouvriers. Chute du béton.	Utilisation d'étais métalliques, de poutrelles, de madriers, de coffrages tunnels avec consoles, de tables coffrantes. Le contreplaqué est très souvent utilisé comme peau de coffrage.	Voir les croquis 44, 45, 46, 47, 48.

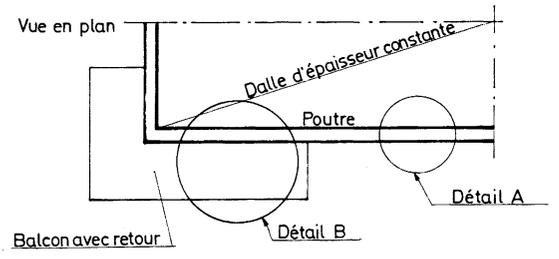
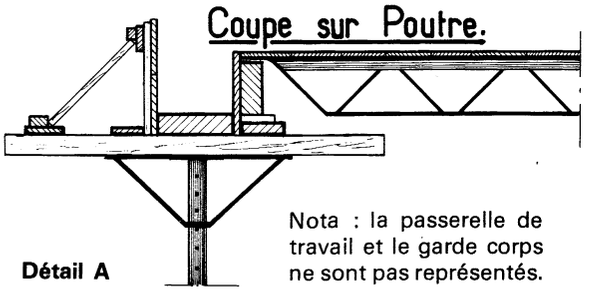


FIG. 44



Nota : la passerelle de travail et le garde corps ne sont pas représentés.

FIG. 46

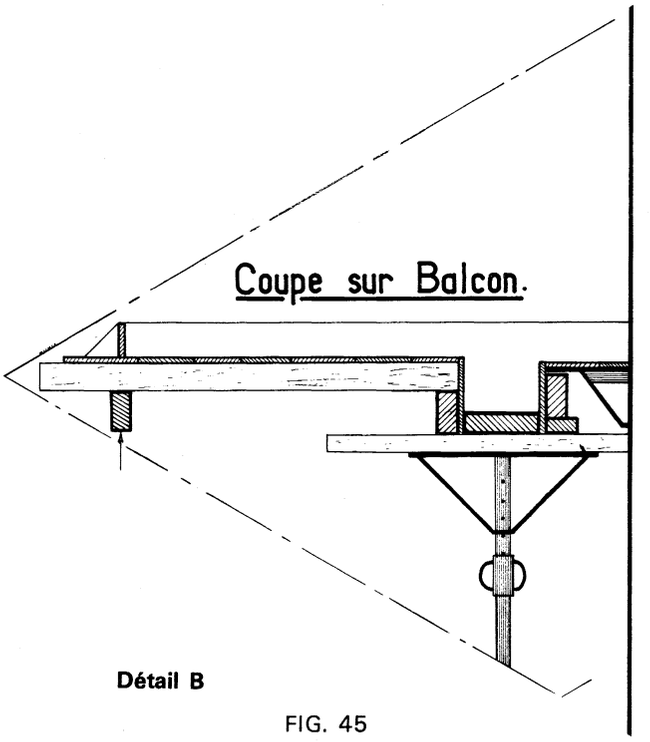


FIG. 45

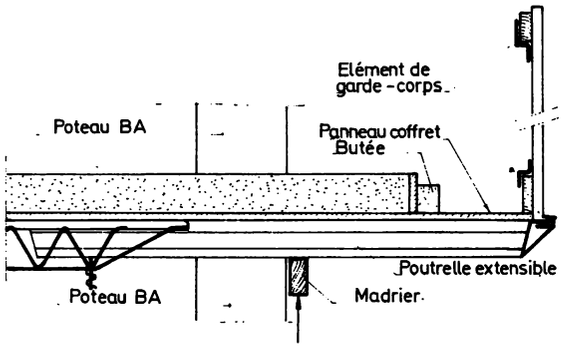


FIG. 47

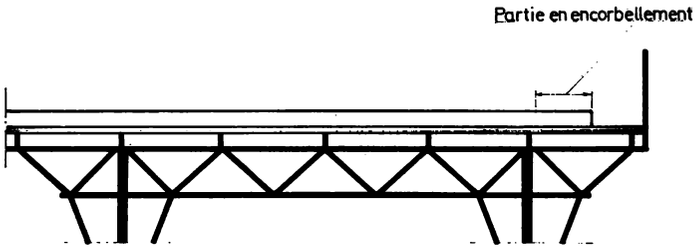


FIG. 48
Coffrage par tables coffrantes.

5 Particularités concernant le bétonnage

Le dosage du béton est de l'ordre de 300 à 350 kg de C.P.A./m³ de béton.

Une surveillance active est de règle quant à :

- la plasticité du béton;
- le moulage des arêtes de rive;
- la position des aciers porteurs;
- la vibration, sans marquer le contreplaqué.

Compte tenu que le balcon sert souvent de plateforme de dépôts de matériaux il est prudent de ne pas décoffrer trop précocement et de conserver en place des étais de sécurité.

Questions :	Réponses :
1° Comment peut-on réaliser pratiquement un encastrement?	Il suffit d'empêcher toute rotation et toute translation d'un élément en B.A. à l'une de ses extrémités, l'autre étant libre.
2° Citez des ouvrages en encorbellement.	– Marches d'un escalier à vis. – Porte-à-faux d'une poutre. – Balcons.
3° Où sont placés les aciers principaux d'une console en B.A.?	Voir les *figures* 19 et 20.
4° Pourquoi faut-il placer les aciers de répartition *sous* les aciers principaux?	Étudiez les croquis de la *figure* 41.
5° Suivant les modes d'ancrages, quels sont les diagrammes rencontrés?	Les diagrammes des contraintes exercées peuvent être : – uniformes; – trapézoïdaux; – triangulaires.
6° Pourquoi la disposition de la figure 40 est-elle à proscrire?	L'acier porteur n'est pas placé dans la zone tendue pour empêcher la fissuration et la rupture. Solution préconisée : celle du trait interrompu (barre rectiligne).
7° Quelles sont les conséquences possibles de la déformation des aciers au moment du coulage ? (Voir la figure 38).	L'acier n'est plus placé dans la zone supérieure tendue; il y a risque de rupture.

17. ESCALIERS

1 Terminologie et dimensions

1.1 La marche est la partie horizontale, « là où l'on marche ».
La contremarche est la partie verticale, « contre la marche » (*fig.* 1).
L'emmarchement est la longueur utile de chaque marche.
La ligne de foulée est tracée à ≃ 0,50 m de la **ligne de jour** (côté jour).
Le giron est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée.
La paillasse supporte marches et contremarches.
Le mur d'échiffre est celui qui sert d'appui à la paillasse.
Le collet est la largeur de la marche du côté jour (*fig.* 2).
Le limon supérieur ou le **limon inférieur** permettent aux marches de prendre appui.
L'échappée est la hauteur de passage sous un obstacle, 2 m au minimum.
Un ensemble de marches de palier à palier est une **volée.** On distingue :

- le palier de départ;
- le palier d'arrivée.

Le volume imparti à l'escalier est **la cage** (*fig.* 3 et 4).

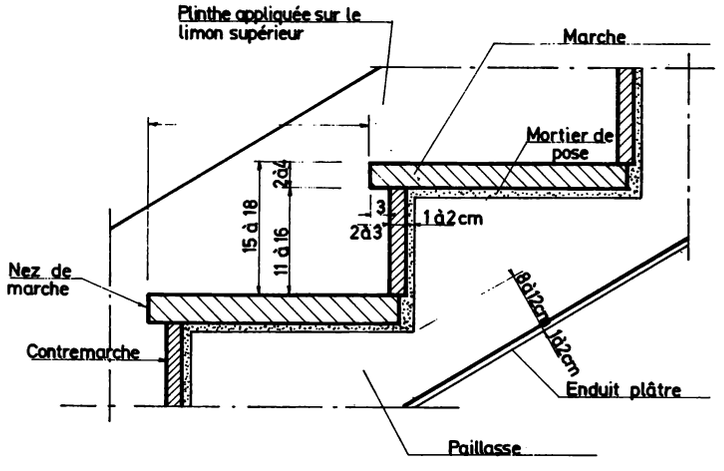


FIG. 1. – Détail d'un escalier droit.

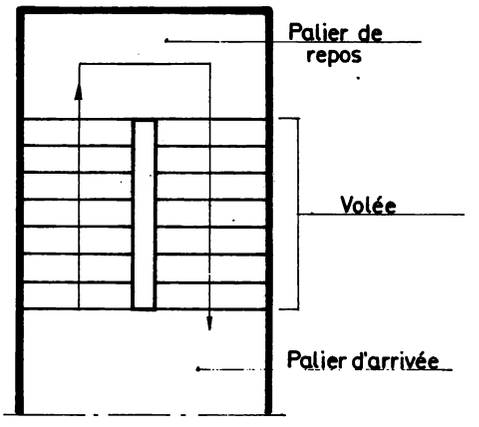


FIG. 4

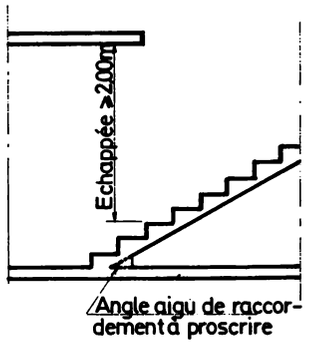


FIG. 3

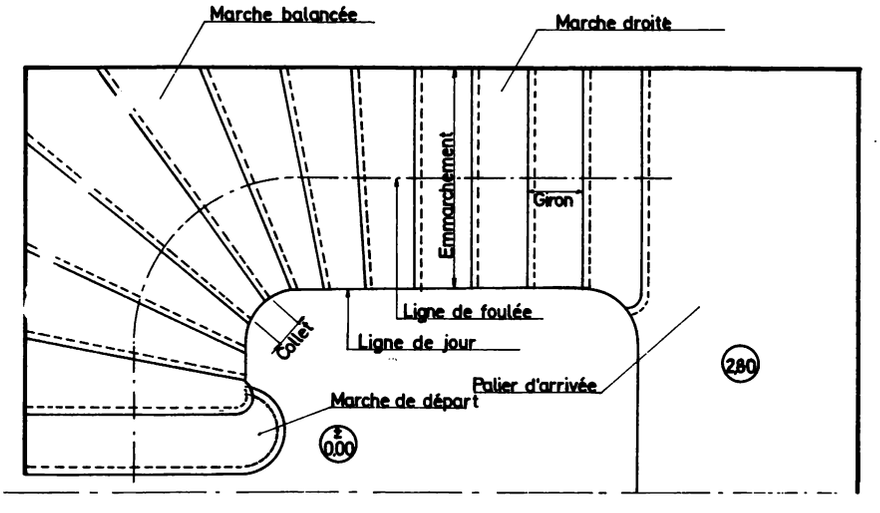


FIG. 2. – Vue en plan d'un escalier balancé.

1.2 Le choix des dimensions résulte des conditions d'utilisation et de la destination de l'ouvrage (habitation, salles de classe, salles de spectacle, etc.).

1.21 - Condition d'accès facile d'un étage à l'autre tant dans le sens montant que descendant.
Pratiquement :

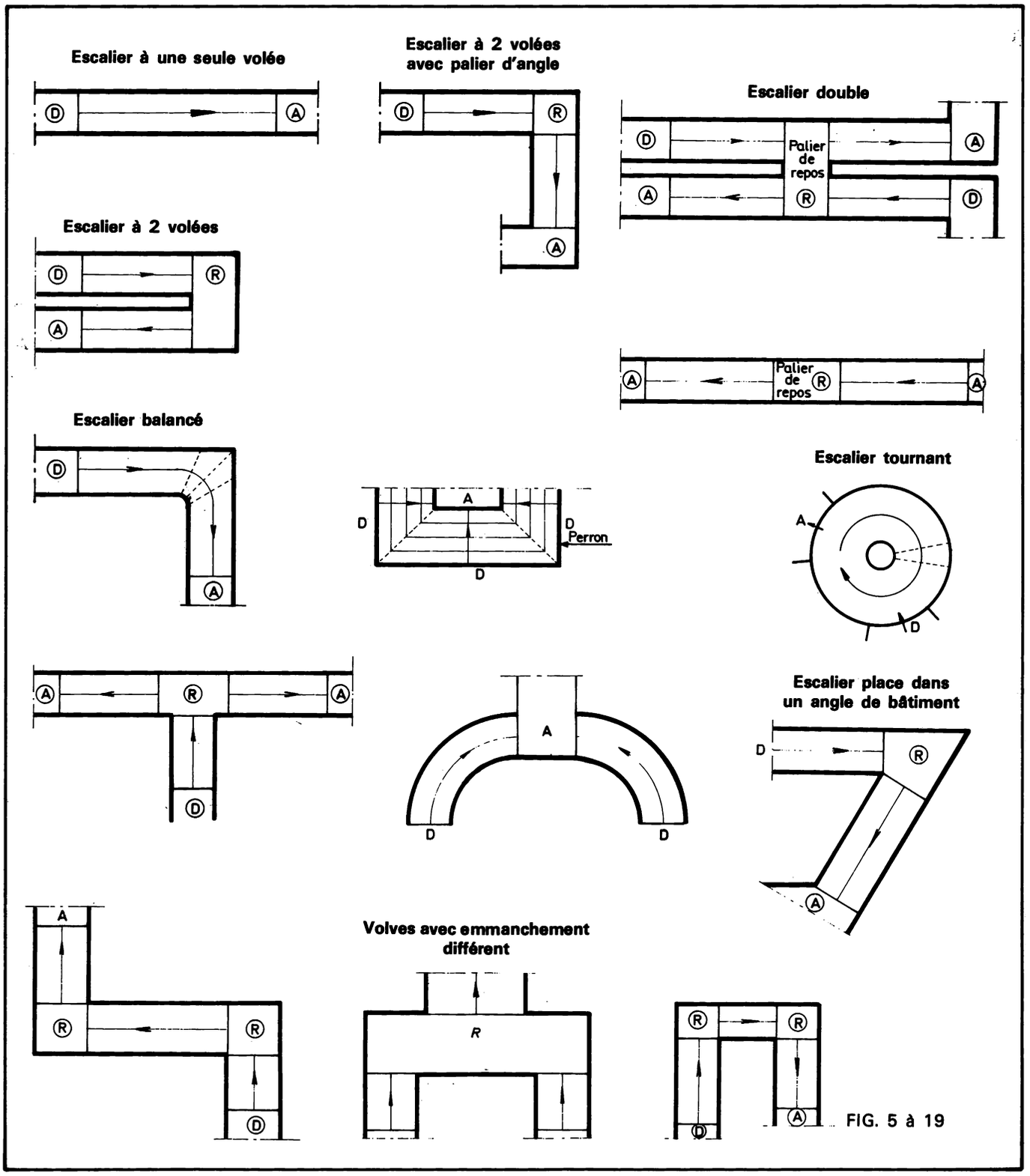
- la hauteur « h » des contremarches se situe entre 14 et 18 cm;
- la largeur « g » se situe entre 25 et 32 cm.

La formule très empirique qui les lie est :

$$2h + g = m \quad \text{avec} \quad 60 < m < 65.$$

Elle correspond à la distance franchie lors d'un pas moyen.
Condition de dégagement rapide des escaliers : l'emmarchement est de 0,75 à 1 m pour les pavillons et 1,50 m pour les collectifs avec comme base 0,50 m par personne susceptible d'utiliser l'escalier.
Condition de sécurité rendant le garde-corps indispensable et prévoyant une largeur minimale de collet $\simeq$ 8 cm.
Condition d'éclairage : cet impératif s'estompe si l'immeuble est desservi par des ascenseurs.

(*figures* 5 à 19)



2 Fonctionnement et différents types d'escaliers

2.1 Les escaliers droits en B.A. coulés sur place

	Type	Caractéristiques	Fonctionnement	Armatures	Avantages et inconvénients
A	**Appui sur mur et cloison.** (*Fig.* 20)	Appuis : sur 2 murs latéraux, paillasse porteuse 6 à 12 cm d'épaisseur. Ancrage dans le mur d'échiffre. Sens transversal porteur.	Dans le sens transversal : (*Fig.* 21 et 22) sous la charge P, le risque de fissure a lieu en A et en B. *Cause :* mise en flexion du béton sous la flexion latérale. Faibles contraintes dues à la petite portée et à la hauteur de la poutre constituée par la paillasse et chaque gradin.	(*Fig.* 23) Pour $l \# 1$ des ⌀ 8 suffisent amplement Barres de répartition en ⌀ 6 dans le sens longitudinal.	Simplicité de réalisation de l'escalier à condition que les évidements du mur d'échiffre soient prévus ou faciles à réaliser. Stabilité. Rigidité. La méthode de travail consisterait à monter le mur côté jour avant coulage pour obtenir un appui efficace. Principal inconvénient : les évidements à prévoir.
B	**Appuis : mur et limon inférieur.** (*Fig.* 24)	Appuis sur un mur et sur un limon inférieur.	(*Fig.* 25) Béton tendu principalement en A et B. Limon sollicité à la flexion longitudinalement et à la compression par Σ, à la torsion par la paillasse CA fléchissant sous l'effet des forces $\Sigma \vec{P}$ (signe Σ, ou somme). (*Fig.* 27)	(*Fig.* 26) La paillasse étant encastrée à ses 2 extrémités les barres transversales sont retournées à la partie supérieure (voir *figure* 24).	Stabilité et rigidité. L'accès du dessous de la paillasse est facilité. Nécessité d'ancrer le limon en partie haute et basse. Le limon présente une difficulté de coffrage (poutre inclinée).

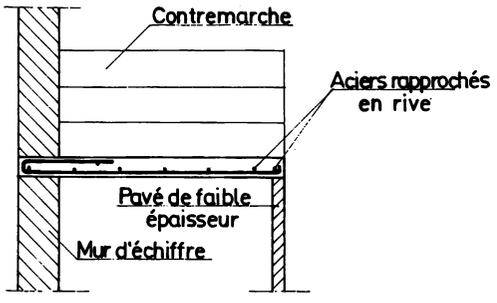


FIG. 20. – Paillasse encastrée dans le mur et reposant sur une paroi à l'autre extrémité.

Schéma du système porteur

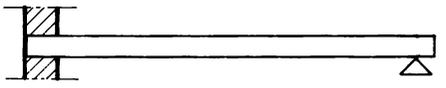


FIG. 21

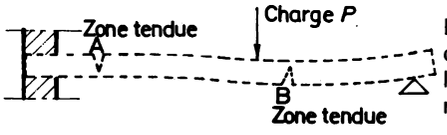


FIG. 22

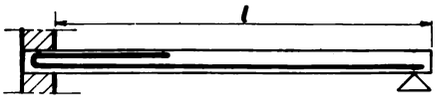


FIG. 23. – Schéma d'armature.

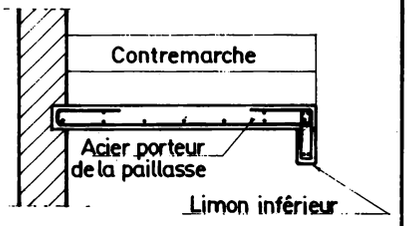


FIG. 24. – Paillasse faiblement encastrée dans un mur et reposant à l'autre extrémité sur un limon inférieur porteur.

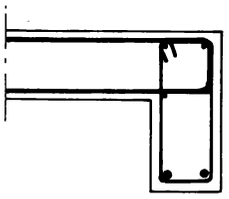


FIG. 26. – Détail d'armature du limon.

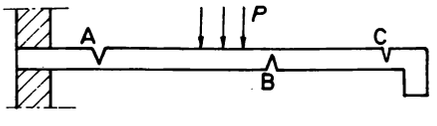


FIG. 25. – Section transversale.

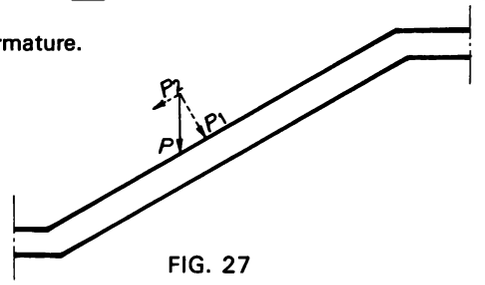


FIG. 27

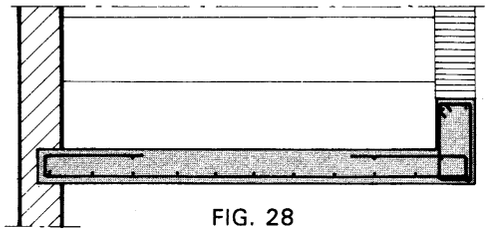


FIG. 28

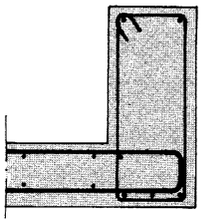


FIG. 30
Détail de l'armature du limon.

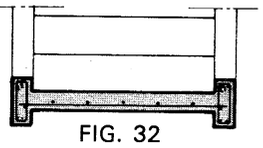


FIG. 32

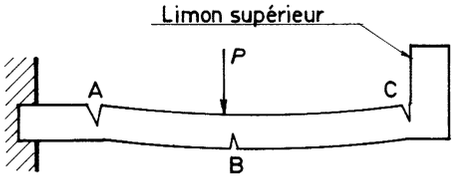


FIG. 29

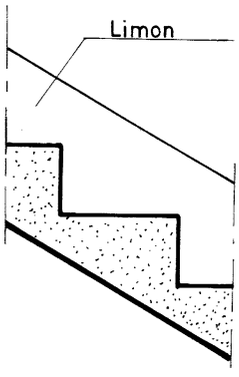


FIG. 31
Coupe partielle longitudinale.

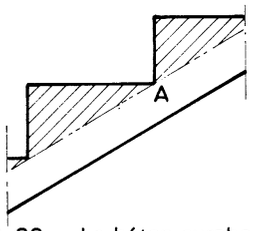


FIG. 39. – Le béton surabondant (zone hachurée) empêche l'éclatement du béton comprimé au point A.

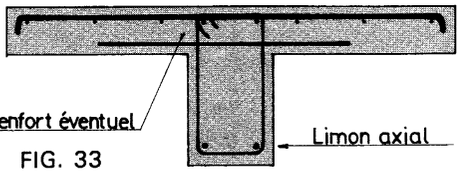


FIG. 33

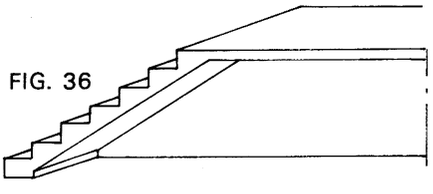


FIG. 36

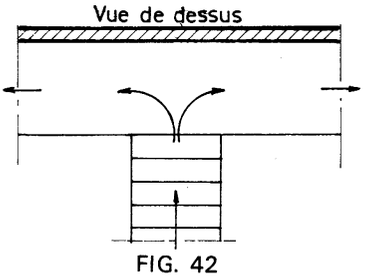


FIG. 42

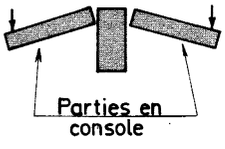


FIG. 34

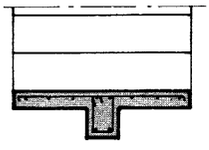


FIG. 35

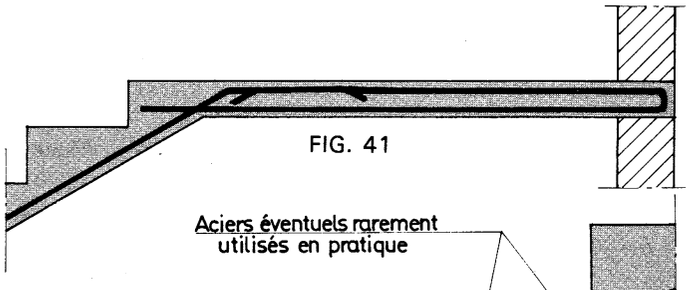


FIG. 41

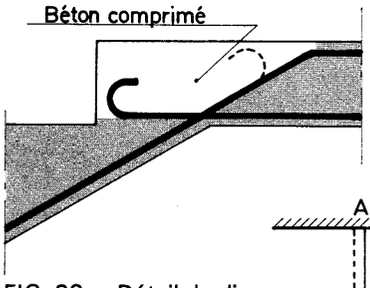


FIG. 38. – Détail de disposition des aciers au raccordement de la paillasse et d'un palier.

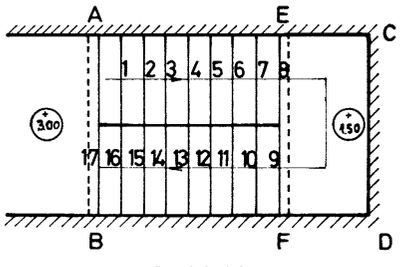


FIG. 44 *bis*

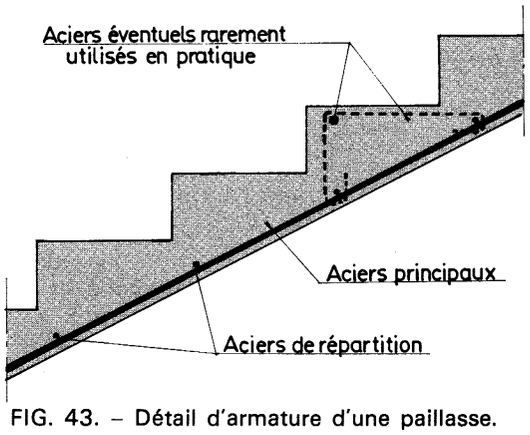


FIG. 43. – Détail d'armature d'une paillasse.

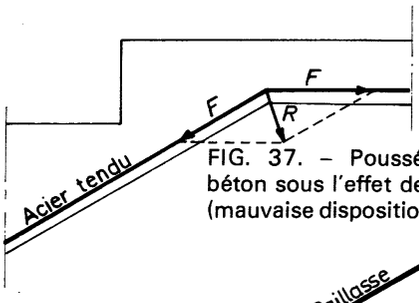


FIG. 37. – Poussée sur vide du béton sous l'effet de la résultante R (mauvaise disposition de l'armature).

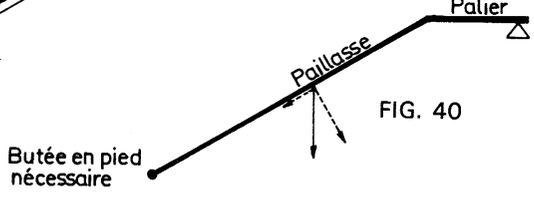


FIG. 40

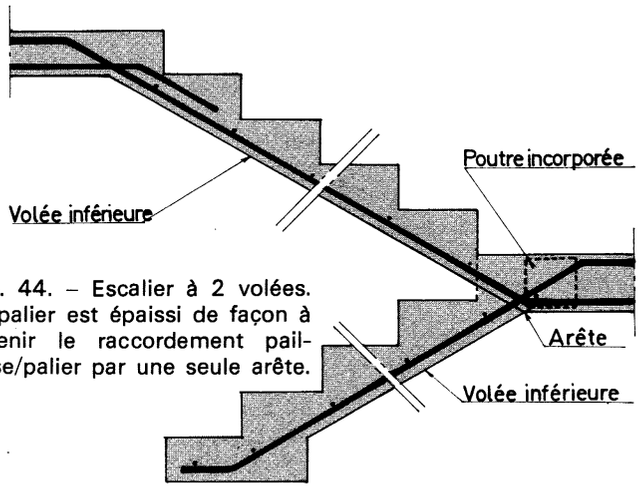


FIG. 44. – Escalier à 2 volées. Le palier est épaissi de façon à obtenir le raccordement paillasse/palier par une seule arête.

	Type	Caractéristiques	Fonctionnement	Armatures	Avantages et inconvénients
C	**Sur limon supérieur et mur.** (*Fig.* 28)	Id° (*Fig.* 29 à 31)	Béton tendu en A, B et C. Le limon est sollicité à la flexion et à la torsion. Si le limon est très rigide, la paillasse se trouve encastrée aux 2 extrémités. Faibles contraintes.	Aciers longitudinaux porteurs pour le limon. Aciers transversaux porteurs pour la paillasse avec des barres de répartition dans le sens longitudinal. Les aciers transversaux prennent appuis sur les barres longitudinales inférieures du limon.	Id° au cas n° 2. Le dessous de la paillasse est plan. Le limon supérieur favorise le scellement des garde-corps, ainsi que l'entretien des parements car l'eau ne ruisselle pas en sous-face. Difficulté sérieuse de réalisation du limon en raison des redans à prévoir lors du coffrage.
D	**Sur limons latéraux supérieur et inférieur.** (*Fig.* 32)	Id°	Id°	Id°	Ceux des cas B et C.
E	**Sur limon axial.** (*Fig.* 33)	Poutre centrale de rigidité qui, avec la paillasse, présente une section transversale en forme de T. Très résistante. (*Fig.* 34 et 35)	Les parties en B.A., de part et d'autre de la poutre, travaillent à la façon d'une console. La poutre est sollicitée en flexion-torsion suivant la disposition des charges.	Les armatures de la paillasse sont disposées en chapeaux sur la poutre conformément à la fig. 35.	Escalier élégant qui permet de franchir de grandes portées. La stabilité est fonction des ancrages d'extrémité de la poutre. Difficulté de coffrage et de confection d'armatures.
F	**Escalier sur simple paillasse.** (*Fig.* 36)	Appuis en partie basse : – sur une fondation – sur une poutre; – sur un palier; en partie haute : – paillasse simplement appuyée; – paillasse reliée au plancher de l'étage. (*Fig.* 38)	A la jonction de la paillasse et du palier, la barre porteuse tendue provoque la poussée au vide du béton. (*Fig.* 37) La paillasse inclinée est sollicitée à la flexion. L'effort normal amené par les charges verticales est équilibré par la réaction d'appui (butée en pied pour l'effort normal de compression. (*Fig.* 40)	(*Fig.* 38, 41 et 44) Disposition rationnelle des aciers à la jonction paillasse-palier. La zone hachurée se trouve comprimée. (*Fig.* 38) Les aciers forment mâchoires d'une tenaille serrant le béton.	Simplicité de réalisation pour le coffrage et la confection d'armatures. Très économique. La contrainte maximale du béton a lieu en fond de marche, mais le béton de l'ensemble marche et contremarche sert de frette et, de ce fait, la rupture du béton comprimé est retardée, si bien qu'on pourrait admettre 180 à 200 bars sans craindre la flexibilité de la paillasse raidie par les marches transversalement. (*Fig.* 39)
G	**Paillasse avec palier encastré dans le mur.**	Id°	(*Fig.* 41 et 44) Chapeaux nécessaires à l'encastrement.		Le palier peut servir de point d'appui pour les volées (*Fig.* 42 *bis*).
H	**Escalier avec paillasse et un ou plusieurs paliers.** (*Fig.* 5 à 19)	Palier inférieur. Palier supérieur. Palier intermédiaire. Trois points d'appui et trois paliers.	(*Fig.* 45 à 48) La disposition des armatures doit éviter de provoquer la poussée au vide du béton.		Les paillasses simples prenant appuis par l'extrémité d'un palier ou d'une volée peuvent aussi bénéficier d'appuis latéraux permettant la réalisation de poutres palières.
I	**Escaliers à volées superposées.**	Cas très fréquent dans les collectifs où les points d'appuis sont soit : – en extrémité de volée, CD – latéraux AE et BF, AEC et BFD, AB et EF, EF et CD. (*Fig.* 44 *bis*)	Compte-tenu des solutions précédentes, il est facile de déduire la position des armatures suivant les points d'appui choisis et le fonctionnement de l'ensemble porteur constitué par les paillasses et les paliers.		

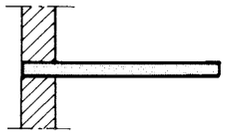


FIG. 50. – Section constante.

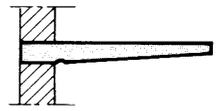


FIG. 51. – Section non constante.

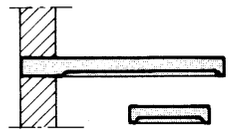


FIG. 52. – Retombée en sous face de la marche.

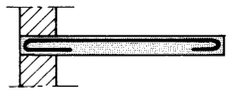


FIG. 53. – Armature porteuse.

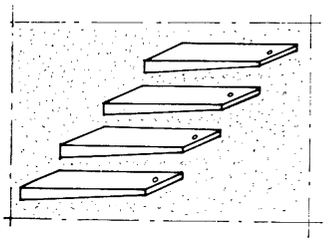


FIG. 49. – Marches en encorbellement.

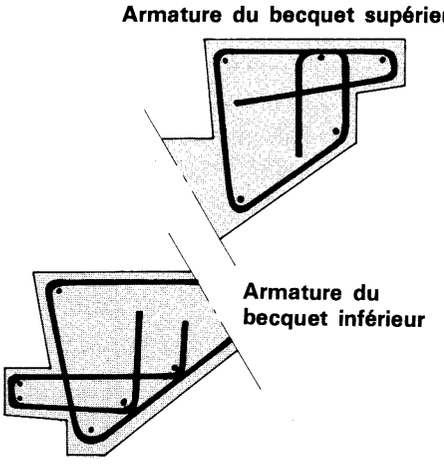


FIG. 57. – Appui de la volée préfabriquée.

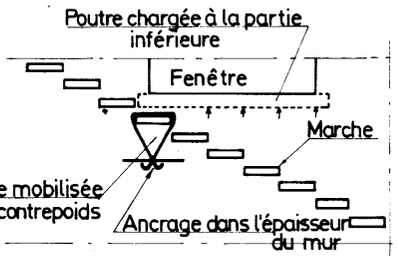


FIG. 54

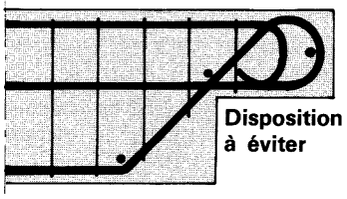


FIG. 58. – Armature du becquet difficile à façonner.

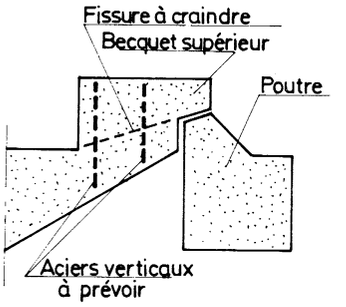


FIG. 56. – Cause de la fissure, réaction horizontale de butée.

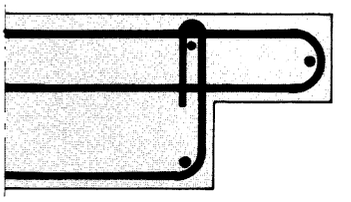


FIG. 59. – Armature du becquet, solution satisfaisante.

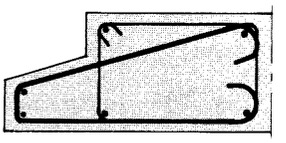
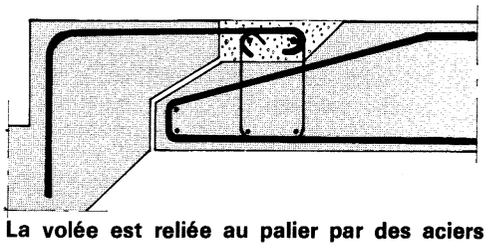


FIG. 60. – Rives d'un palier en B.A. avec becquet et poutre incorporée destinés à supporter une volée d'escalier.



La volée est reliée au palier par des aciers en attente.

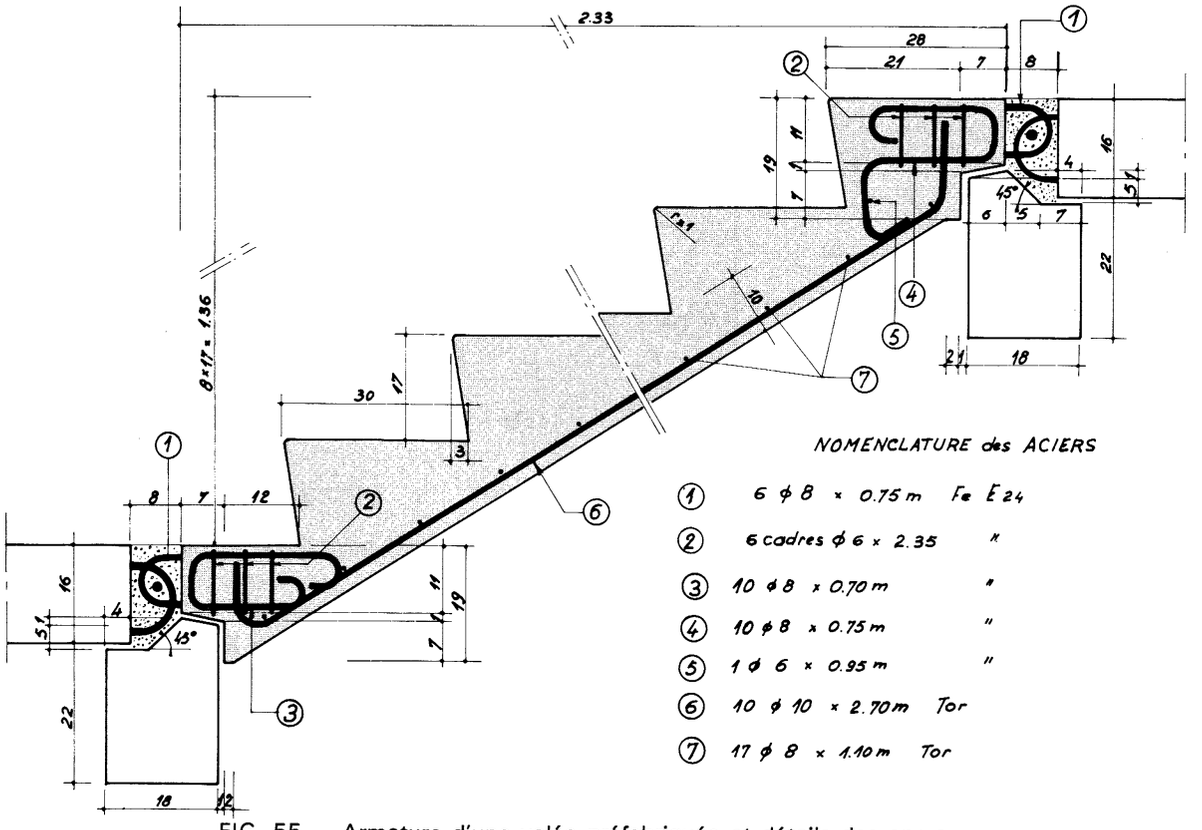


FIG. 55. – Armature d'une volée préfabriquée et détails des ancrages.

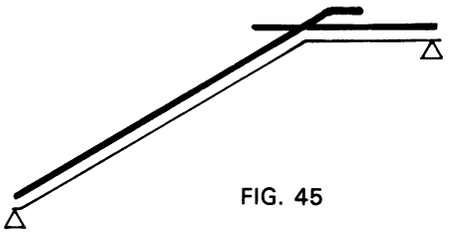


FIG. 45

FIG. 46

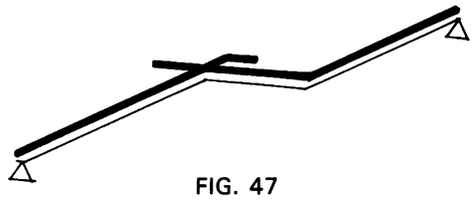


FIG. 47

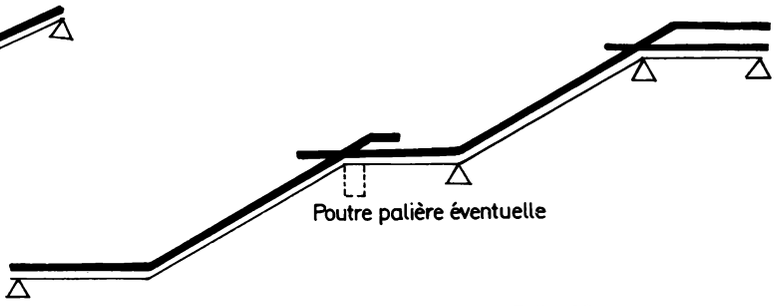


FIG. 48

2.2 Les escaliers préfabriqués

	Types	Caractéristiques	Fonctionnement	Avantages et inconvénients
A	**Marches en encorbellement.** (*Fig.* 49 à 54)	Section régulière. Section non constante. Section constante avec retombée en sous-face pour coupe larme.	Identique à celui d'une console. La zone tendue du béton étant en partie supérieure, les aciers y seront placés de façon à obtenir l'enrobage réglementaire. *Conditions de stabilité :* – contrepoids suffisant pour équilibrer le moment de renversement dû aux charges; – si la marche se trouve placée sous une fenêtre, il faut mobiliser grâce aux aciers la masse de matière située sous la marche à placer, par des ancrages. (*Fig.* 54)	Escalier élégant. Les marches doivent être placées à l'avancement, en même temps que le mur pour permettre un scellement efficace, surtout dans le cas de maçonnerie apparente. Difficulté de règlage : – alignement des nez de marches; – équerrage des marches avec le mur; – le nivellement de chaque marche dans le sens longitudinal et transversal; – le respect des cotes; – l'étaiement nécessaire permettant le règlage de chacune des marches suivant les trois axes. Le montage et la fixation des marches peuvent s'effectuer après réalisation du mur porteur grâce à des évidements prévus lors du coulage du béton par exemple.
B	**Escalier droit à volée préfabriquée.** (*Fig.* 55 à 60)	Voir croquis. **Les becquets** constituant les appuis doivent faire l'objet d'une judicieuse disposition d'armature. Les aciers doivent pouvoir équilibrer la réaction horizontale de butée.	Comme une poutre inclinée ancrée à chaque extrémité sur une poutrelle supportant à la fois le palier et la volée. La stabilité est assurée par un clavetage et un remplissage avec un béton riche et vibré. Malgré tout, le scellement effectué se comporte plutôt **comme une articulation qu'un encastrement.**	Rapidité d'exécution. Revêtement incorporé. Utilisation immédiate de l'escalier. Précision nécessaire : – des cotes; – de la position des aciers.

	Types	Caractéristiques	Fonctionnement	Avantages et inconvénients
C	**Paillasse à nervure centrale.** (*Fig.* 61)	Le limon axial raidit l'ensemble de la volée et autorise de grandes portées.	Marches et contremarches associées constituent avec le limon une poutre en forme de T très rationnelle.	Pose rapide. Les ancrages doivent être précis, soignés, efficaces.

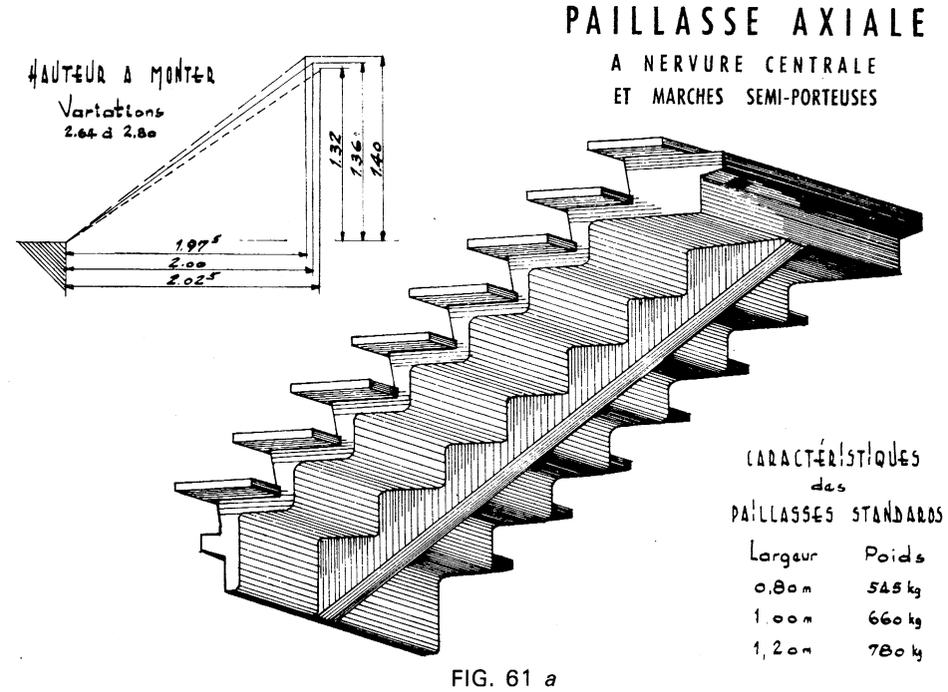
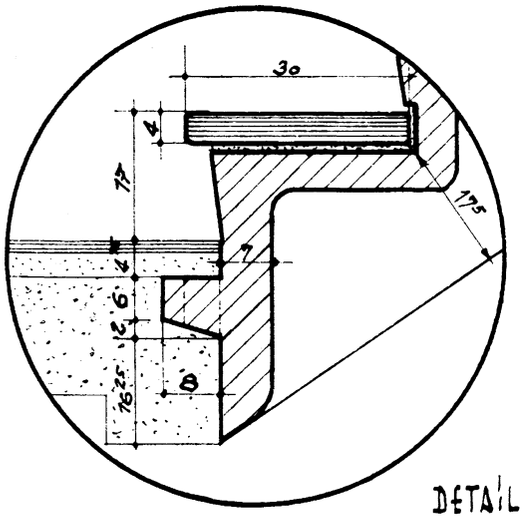


FIG. 61 *a*



DETAIL 'A'

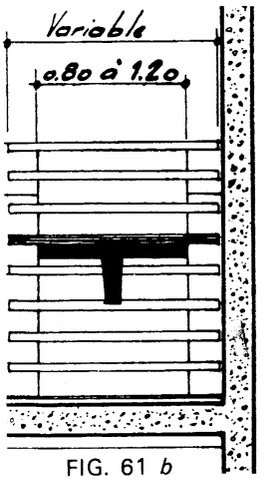
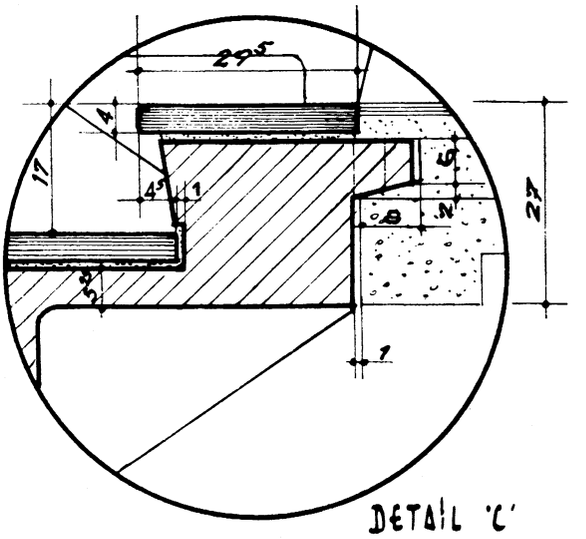
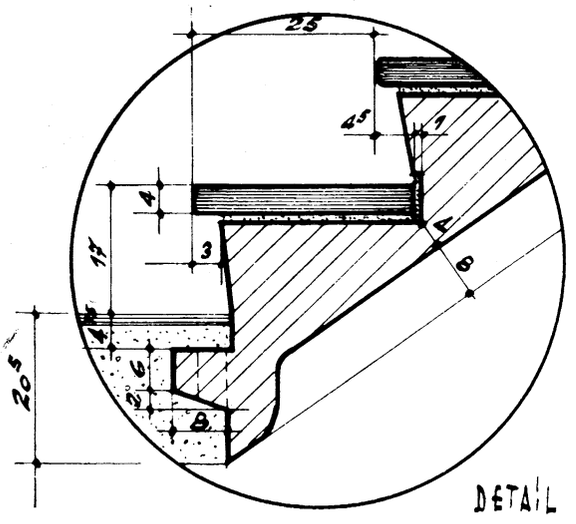


FIG. 61 *b*

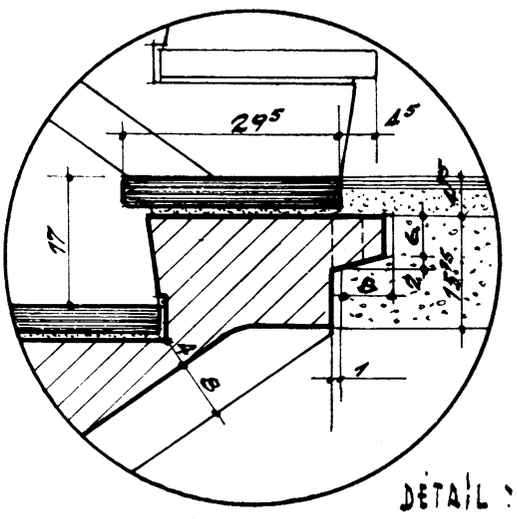


DETAIL 'C'



DETAIL 'A'

FIG. 63 *b*



DETAIL 'C'

D	**Limons latéraux à crémaillère avec marches porteuses et contremarches.** (*Fig.* 62)	Cette solution permet : – d'utiliser seulement les marches sans contremarche; – de préfabriquer marches et contremarches en un seul élément. Cotes et détails sur croquis.	Les limons travaillent comme des poutres inclinées et les marches comme des éléments fléchis horizontaux.	Souplesse d'utilisation. Facilité de montage et de réparation. Joint d'étanchéité à prévoir à chaque raccordement. Variante possible avec marche à relevé.

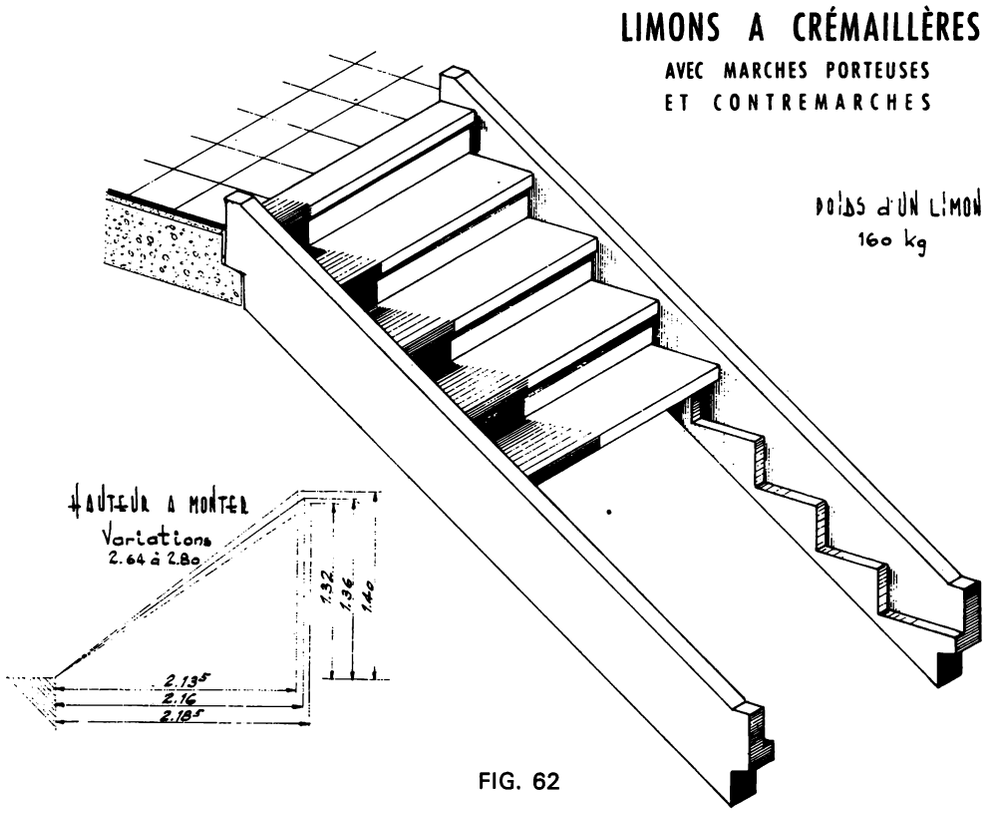


FIG. 62

E	**Paillasse axiale à caisson.** (*Fig.* 63)	Les limons et la paillasse sont coulés en même temps et les contremarches façonnées du même coup.	Grande inertie de par la forme en avec une grande table de compression.	Escalier très robuste. Grande portée possible. Les marches ne sont posées qu'à la fin du chantier. L'escalier est utilisable sitôt sa mise en place.

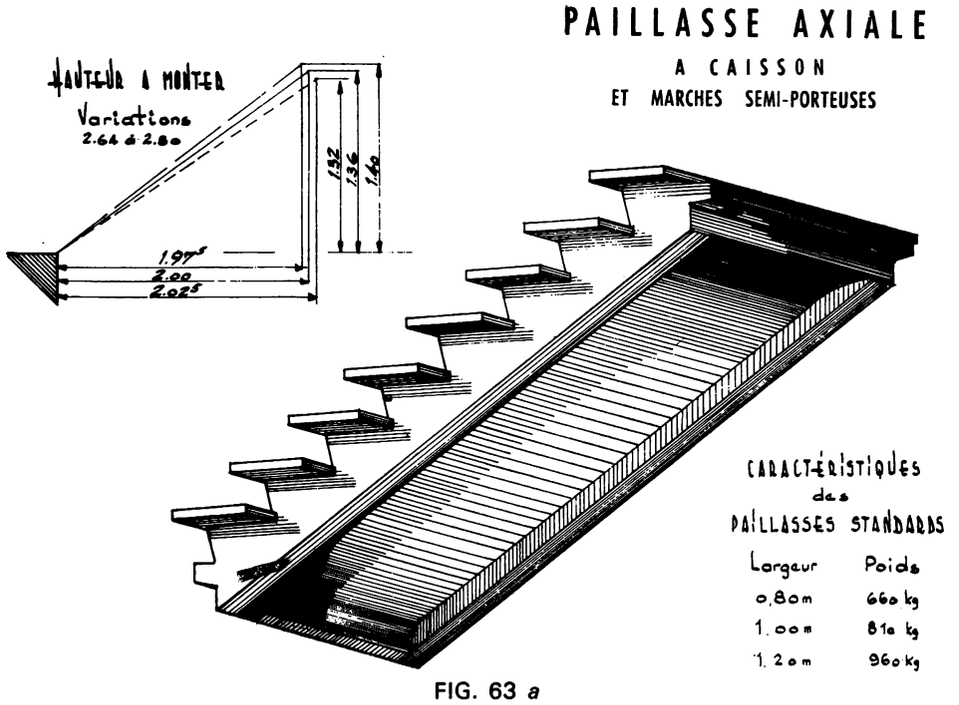


FIG. 63 *a*

F	**Paillasse à godets.** (*Fig.* 64)	Paillasse constituée par une dalle Id° à une dalle mince inclinée simple de 4 cm d'épaisseur raidie reposant sur deux appuis. par des nervures transversales formant contremarches.	Allègement de la masse propre au moment de la préfabrication mais le remplissage des godets est nécessaire avant pose des marches. Fragilité relative lors de la mise en place.

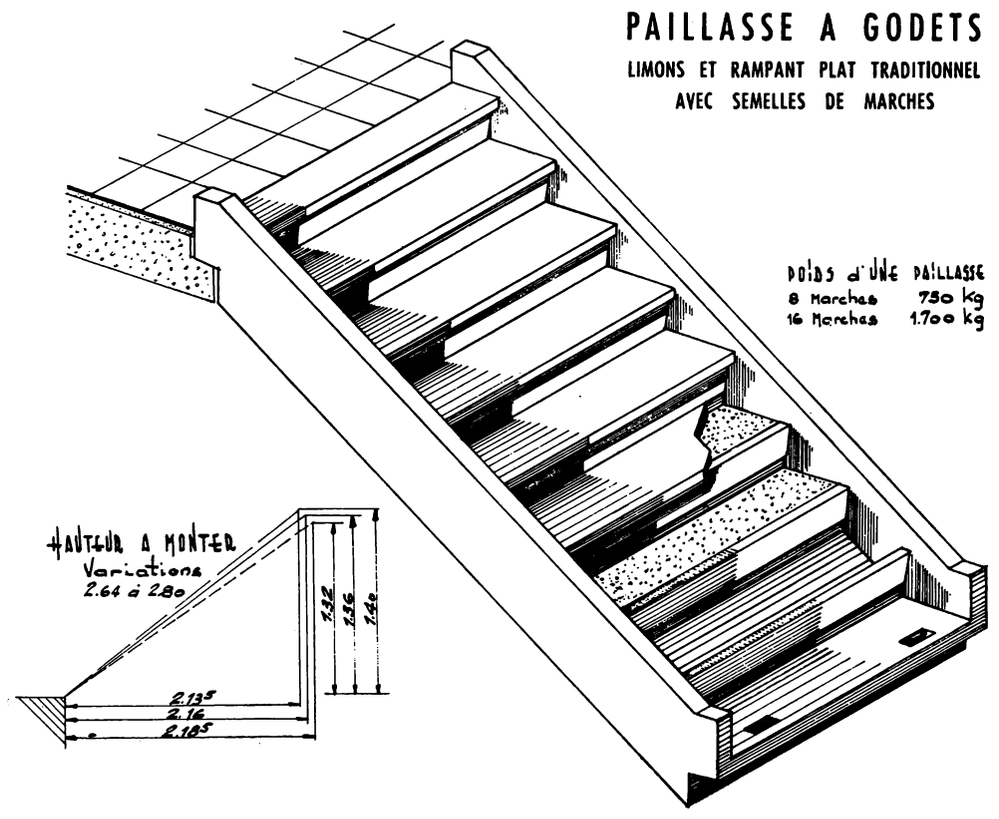


FIG. 64 *a*

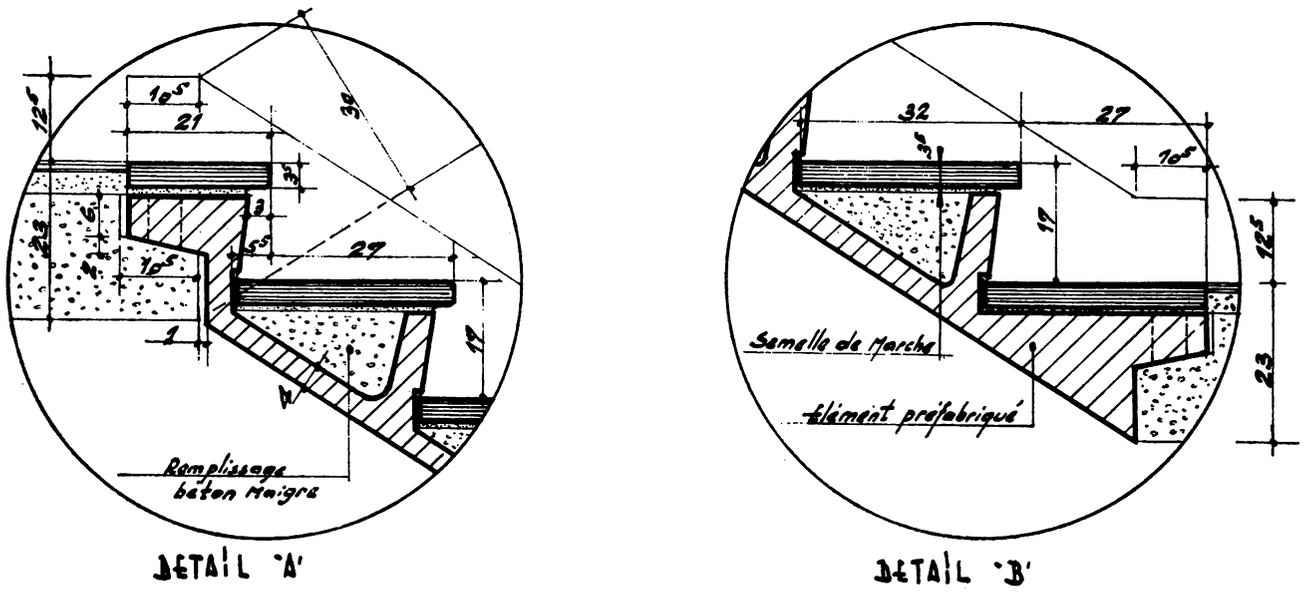


FIG. 64 *b*

G	**Limon supérieur greffé sur limon inférieur.** (*Fig.* 65)	Les limons préfabriqués présentent des crémaillères pour le repos des marches et sont conçus de façon à assurer la mise en place des limons centraux dans un même plan vertical.	Poutres inclinées Marches fléchies.	Mise en place aisée. Encombrement limité. Sous-face de la paillasse en redans (peu esthétique).

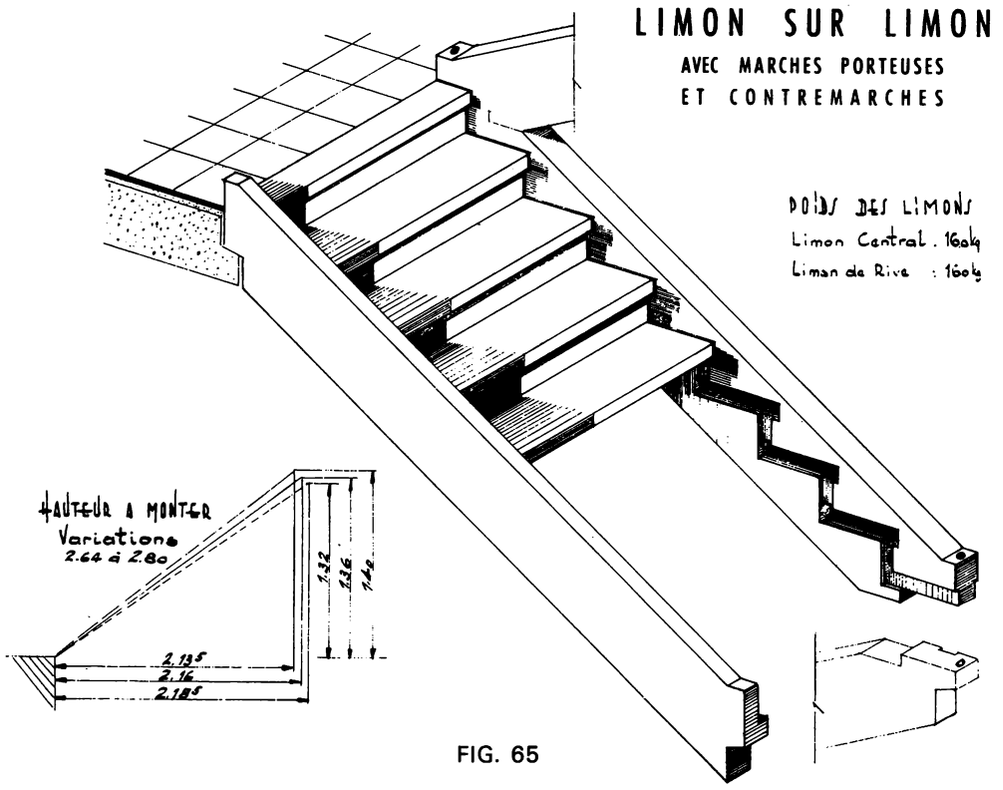


FIG. 65

H	**Escaliers avec crémaillères simples.** (*Fig.* 66)	Poutres latérales à crémaillères. Marches à bords relevés sur 3 côtés. Pas de contremarche.	Poutres inclinées à redans.	Rapidité, simplicité. Conception rationnelle. Facilité de pose et de réparation.

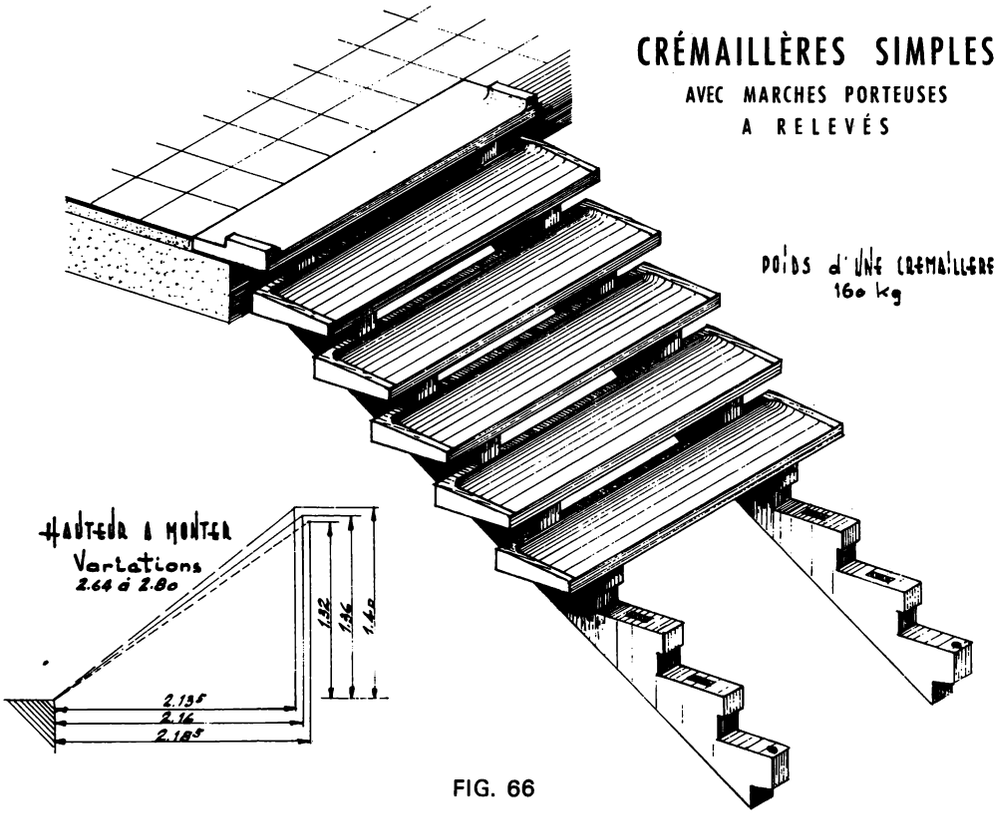


FIG. 66

I	**Escalier à vis.** (*Fig.* 67 à 69)	Chaque marche armée en console est munie d'un noyau qui permet la solidarisation de l'ensemble.	Chaque marche constitue un élément en encorbellement ancré dans le noyau vertical sollicité en compression, en flexion.	Rapidité de pose. Encombrement réduit. Nécessité d'une grande précision lors de la préfabrication et du tracé lors de la mise en place.

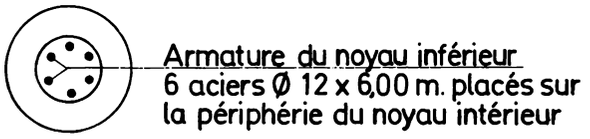


FIG. 67. – Détail d'une marche.

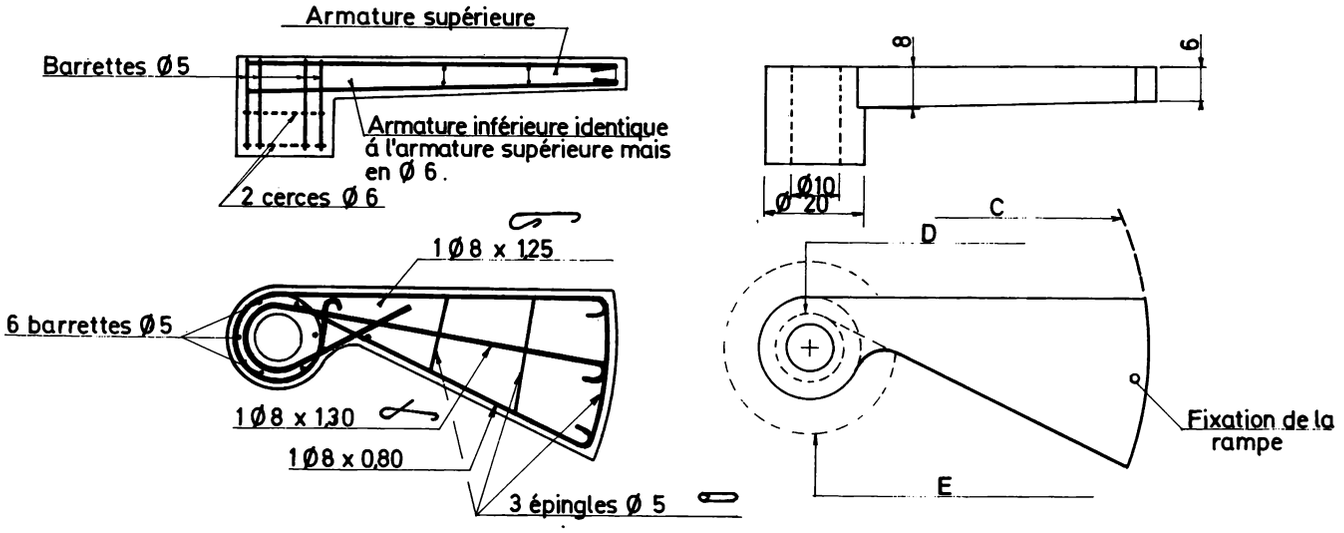


FIG. 68

C = 1,40 m
D = 0,125 m
E = 0,34 m

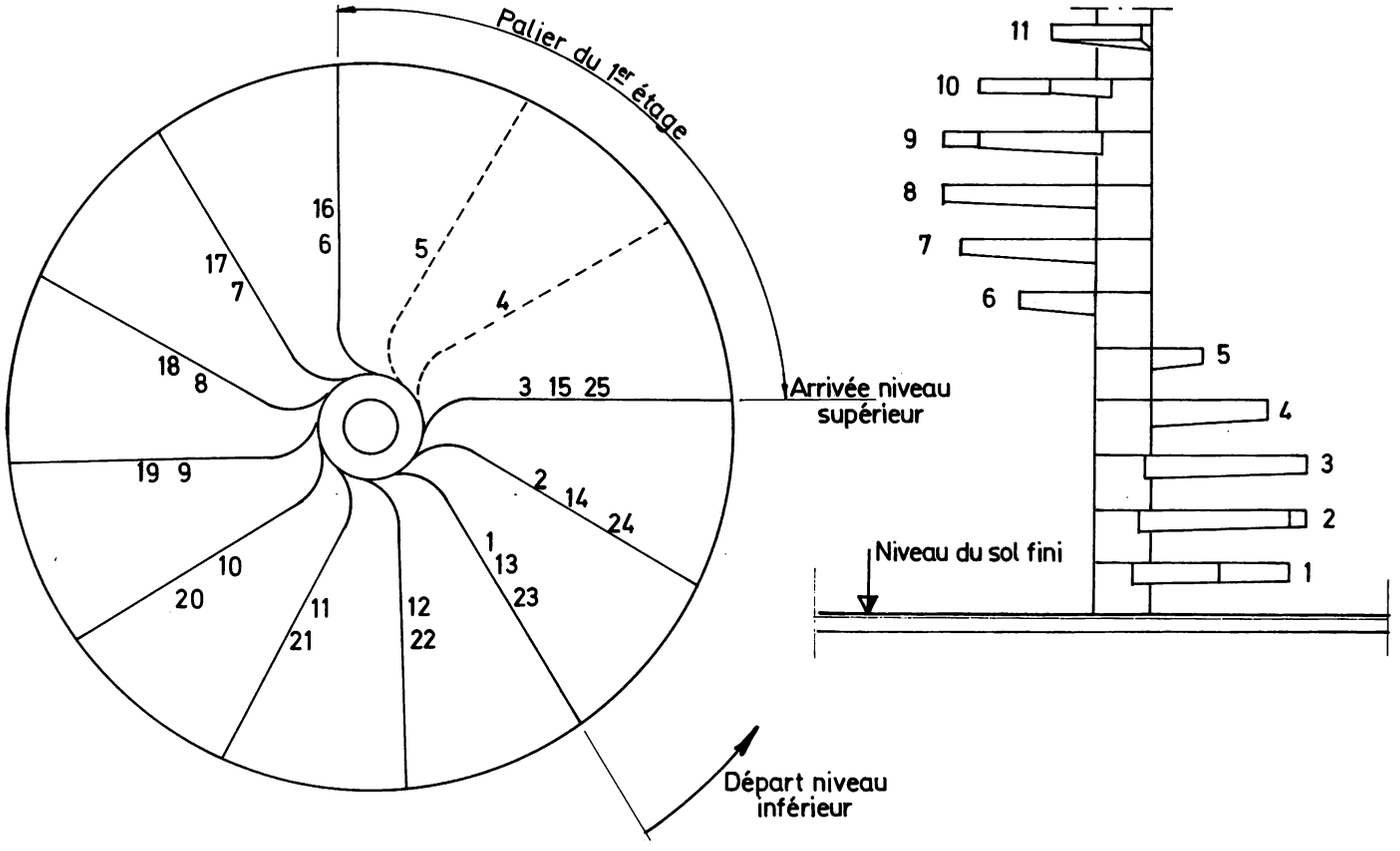


FIG. 69. – Vue en plan de l'escalier du rez-de-chaussée au niveau supérieur.

	Types	Caractéristiques	Fonctionnement	Avantages et inconvénients
I	**Escalier à vis.**	Aucun appui sur mur. Marches greffées sur un noyau central dont elles constituent le coffrage. Le noyau de forme circulaire est fortement armé.	Les marches sont en encorbellement (aciers en partie supérieure). Le noyau est soumis à : – la compression; – la flexion; – la torsion. La semelle sous poteau travaille à la flexion composée.	Encombrement réduit. Ce type d'escalier sert surtout comme escalier de service, de sécurité.
J	**Escalier sur limon central.**	Limon central préfabriqué de section constante avec encastrement à chaque extrémité. Marches de section variable scellées par des goujons dans le limon (évidements prévus).	Chaque marche est en encorbellement sur la poutre inclinée (limon). (*Fig.* 70)	Rapidité de réalisation. Rapidité de mise en place. Difficulté de scellement dans un balcon existant.
K	**Escaliers balancés préfabriqués.**	Paillasse porteuse. Marches et contremarches exécutées suivant tracé.	La paillasse étant scellée à chaque extrémité fonctionne à la fois comme une poutre inclinée mais aussi grâce à l'action d'arcs multiples obtenus par la forme même de la paillasse incurvée en sous-face.	Rapidité et facilité d'exécution et de mise en place. Revêtement incorporé. Prévision pour scellement de garde corps. Cotes rigoureuses exigées.

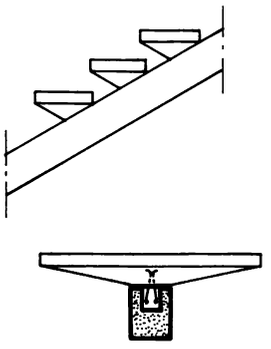
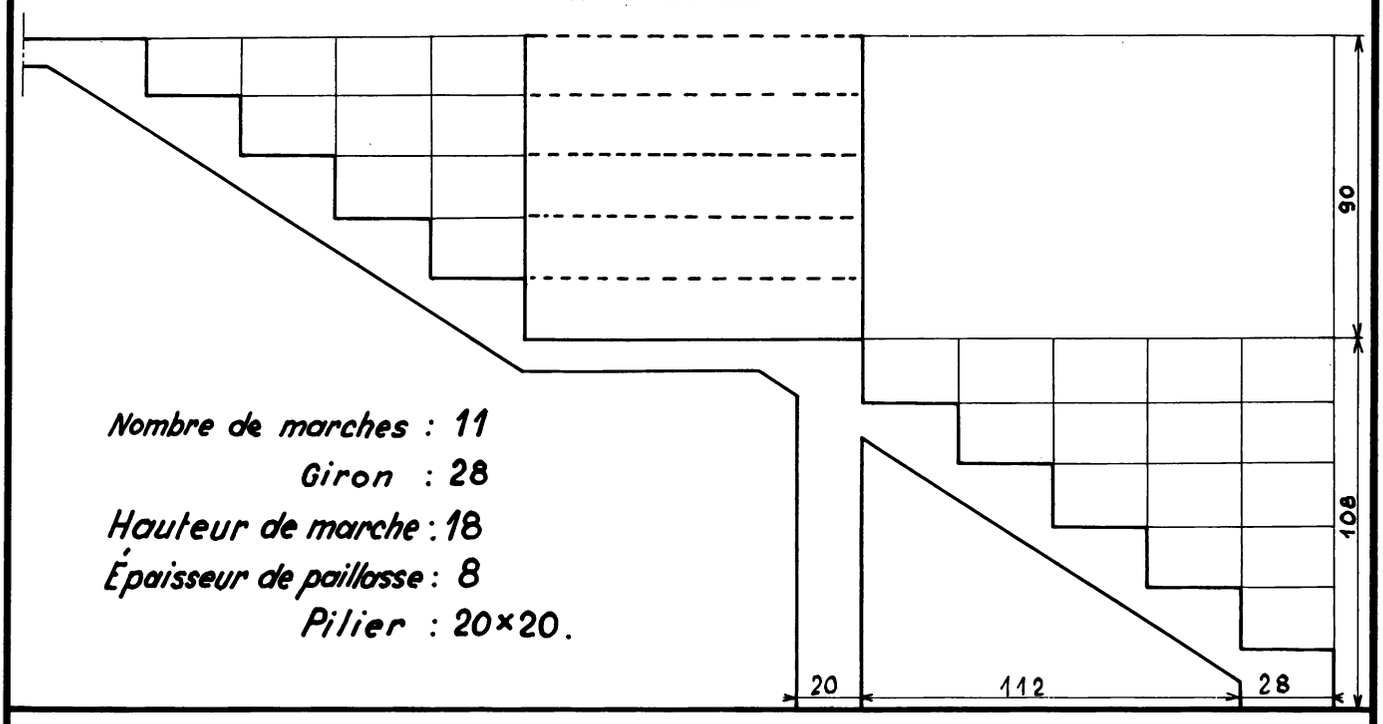


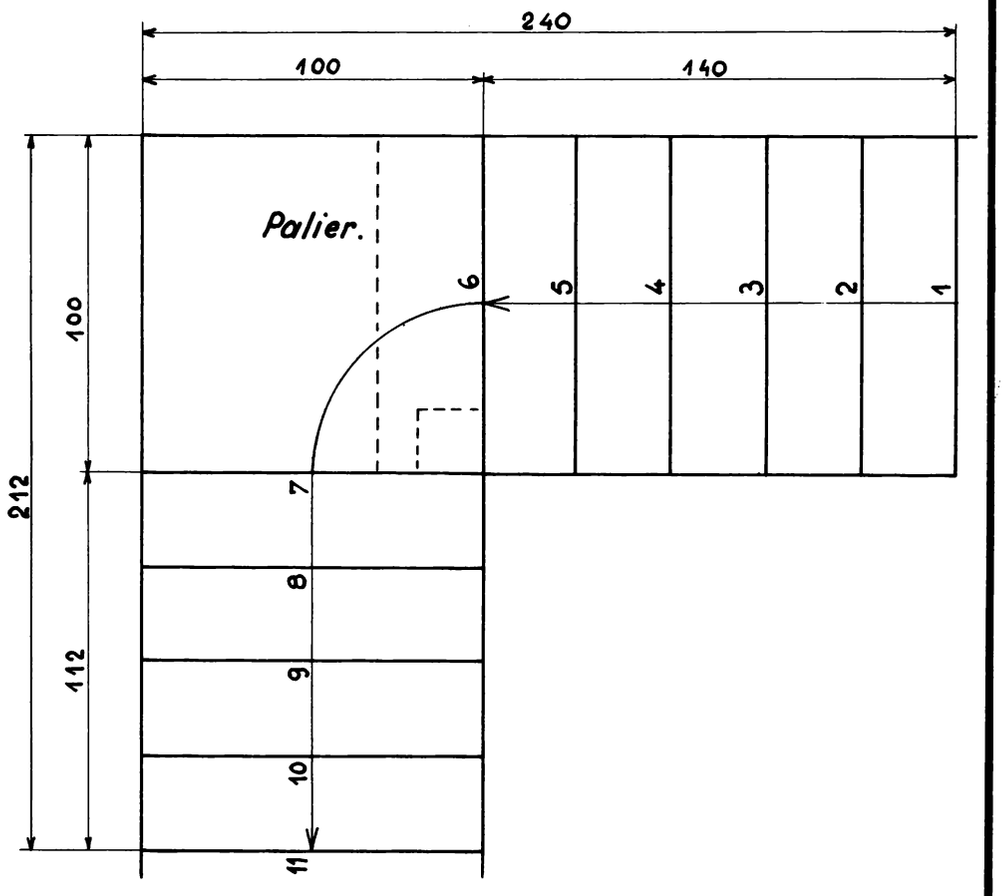
FIG. 70

ÉLÉVATION.



Nombre de marches : 11
Giron : 28
Hauteur de marche : 18
Épaisseur de paillasse : 8
Pilier : 20×20.

PLAN



ESCALIER—TRACÉ.

FIG. 71

3 Réalisation des escaliers

3.1 Escaliers droits

3.11 - Implantation-tracé (*fig.* 71).

Les hauteurs des contremarches sont portées en cotes cumulées (horizontales sur le mur).

Les largeurs, du palier et des marches, sont portées aussi en cotes cumulées (verticales sur le mur).

Les nez-de-marche sont déterminés par l'intersection horizontale-verticale.

Le dessous de la paillasse se trace ensuite facilement. (*fig.* 72)

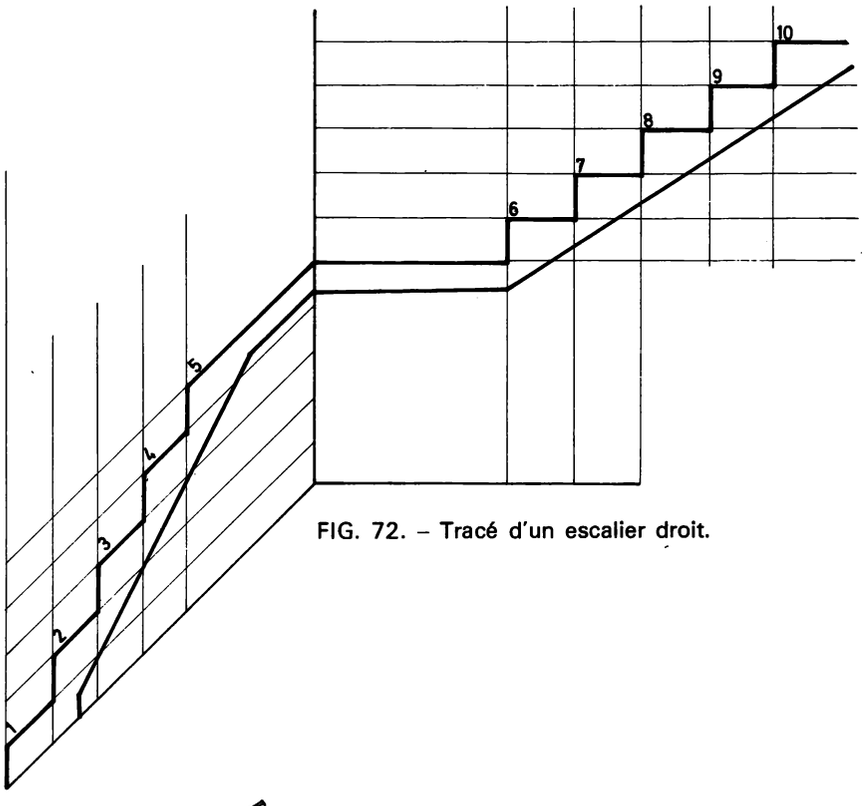


FIG. 72. – Tracé d'un escalier droit.

3.12 - Coffrage.

Les solutions classiques font l'objet des croquis (*fig.* 73 à 78) :

- par planches longitudinales;
- par planches transversales;
- à l'aide de contreplaqué;
- avec limons inférieurs porteurs.

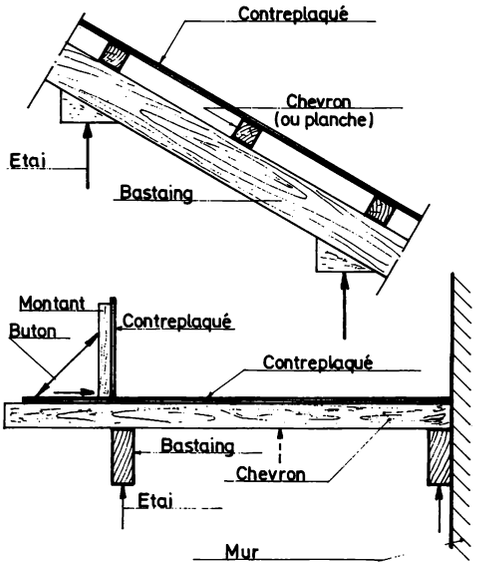


FIG. 73. – Coffrage de la paillasse et de la rive.

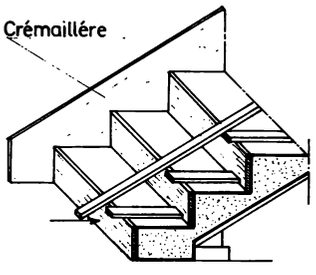
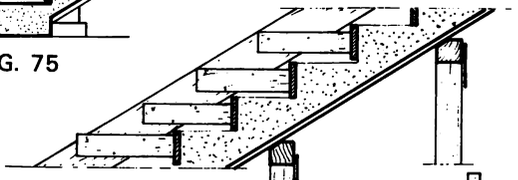


FIG. 75

Coffrage des contremarches, butée en pied de contremarches et à leur partie haute.

FIG. 76



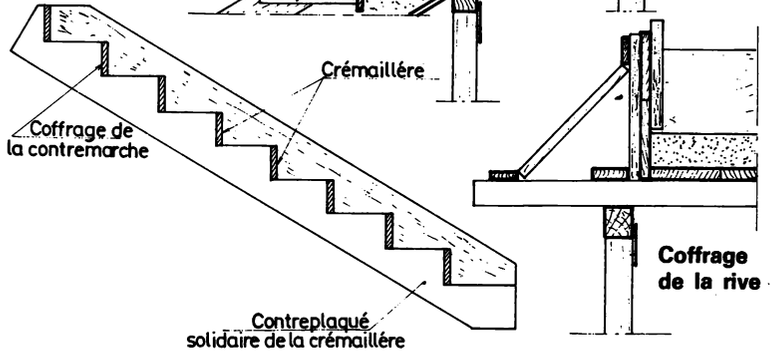


FIG. 77. – Coffrage de la joue (planche découpée en crémaillère et contreplaqué servant de coffrage de la rive.

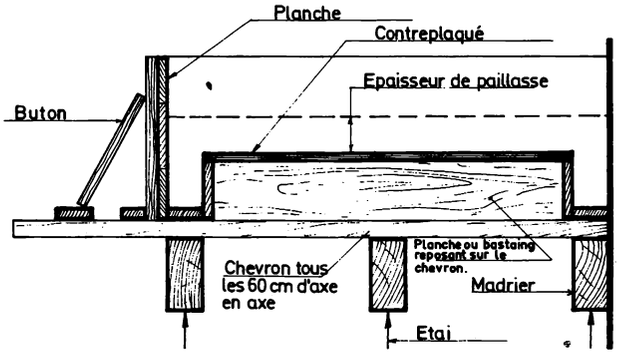


FIG. 74. – Section transversale : coffrage d'un escalier avec limons inférieurs.

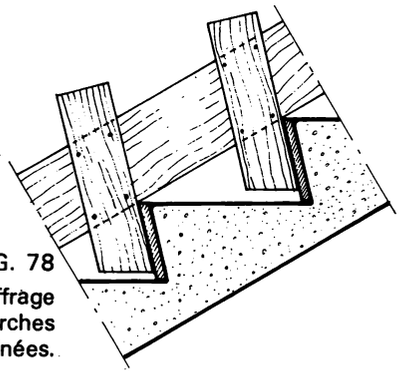


FIG. 78
Coffrage des contremarches inclinées.

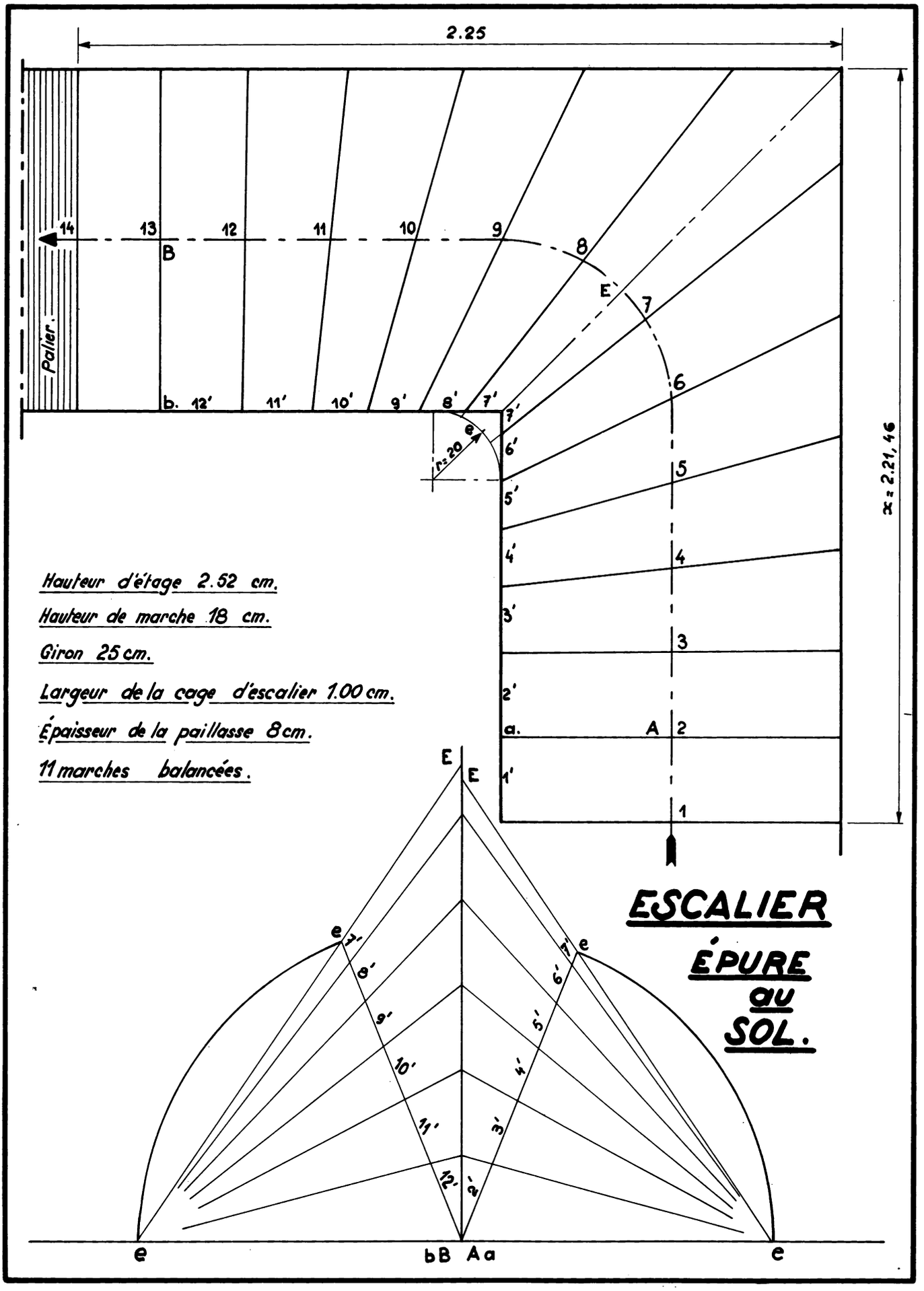

2.25
Palier.
14
13
12
11
10
9
8
7
6
5
4
3
2
1
B
E
b. 12' 11' 10' 9' 8' 7'
7'
6'
5'
4'
3'
2'
a.
A
r=20
e
x = 2.21,46
Hauteur d'étage 2.52 cm.
Hauteur de marche 18 cm.
Giron 25 cm.
Largeur de la cage d'escalier 1.00 cm.
Épaisseur de la paillasse 8 cm.
11 marches balancées.
E
E
e
e
e
7'
8'
9'
10'
11'
12'
6'
5'
4'
3'
2'
1'
e
bB Aa
e
ESCALIER
ÉPURE
au
SOL.

FIG. 79 et 80

3.13 - Armature.
Elle est constituée par :
- les aciers porteurs longitudinaux généralement;
- les aciers de répartition transversaux.

La paillasse se comporte comme une dalle inclinée. (Voir *fig.* 43 à 48).

3.2 Escaliers balancés

3.21 - Tracé-implantation.
L'épure de balancement par la herse par exemple est relevée sur le mur ou sur le coffrage vertical (*fig.* 79 à 82).

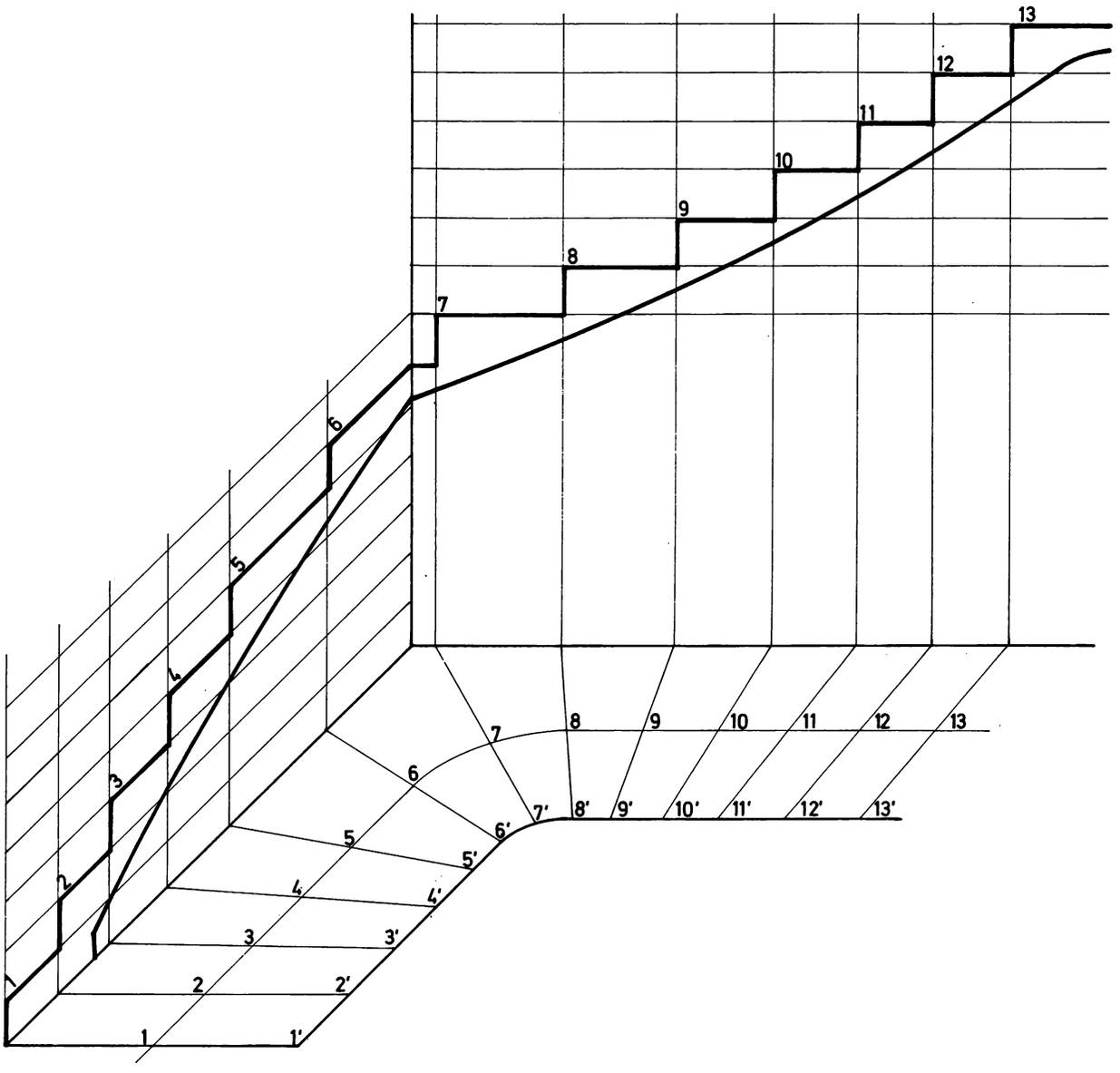


FIG. 81. – Tracé d'un escalier balancé.

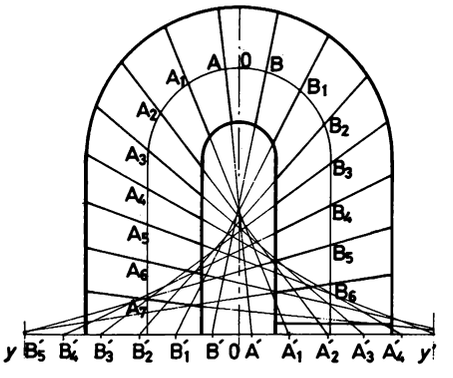


FIG. 82

Escalier dit en « fer à cheval »
Méthode simple de tracé :
- tracer la ligne de foulée
- porter les girons
- tracer l'axe OO'
- porter la perpendiculaire à l'axe OO' soit yy' d'une distance au choix à partir de O sur l'axe OO'
- porter sur yy', $O'A' = OA$, $A'A'_1 = AA_1$, $A'_1A'_2 = A_1A_2$, etc.
  $O'B' = OB$, $B'B' = BB_1$, $B'_1B'_2 = B_1B_2$, etc.
- joindre BB', $B_1B'_1$, $B_2B'_2$, etc.

Portée maximum des voliges entre chevrons : 30 à 35 cm.

FIG. 87

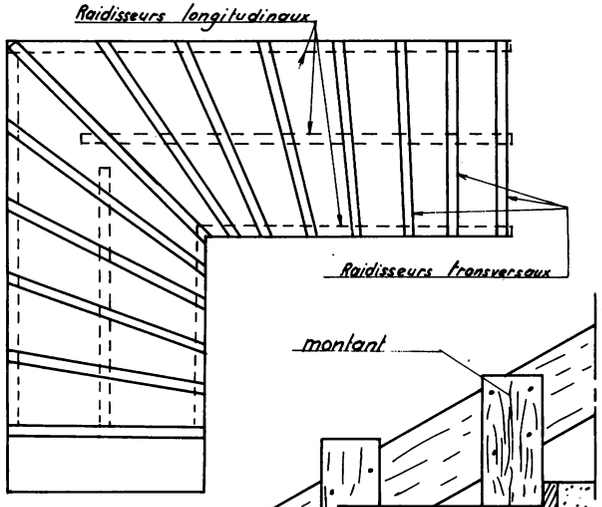


FIG. 88

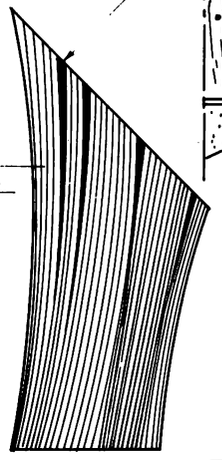


FIG. 86

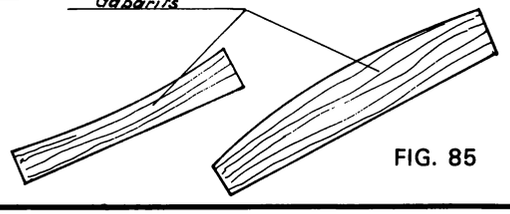


FIG. 85

Fixation des contremarches :
Prendre 2 liteaux 27/27 que l'on superpose en les faisant glisser à la demande pour déterminer l'emplacement des montants qui maintiennent les contremarches.

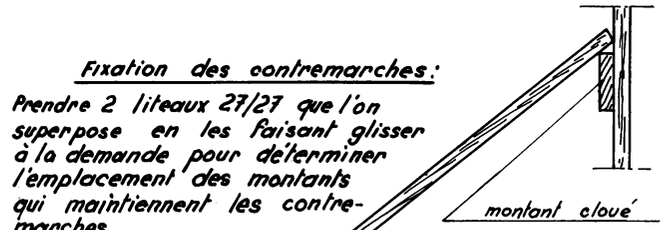


FIG. 89

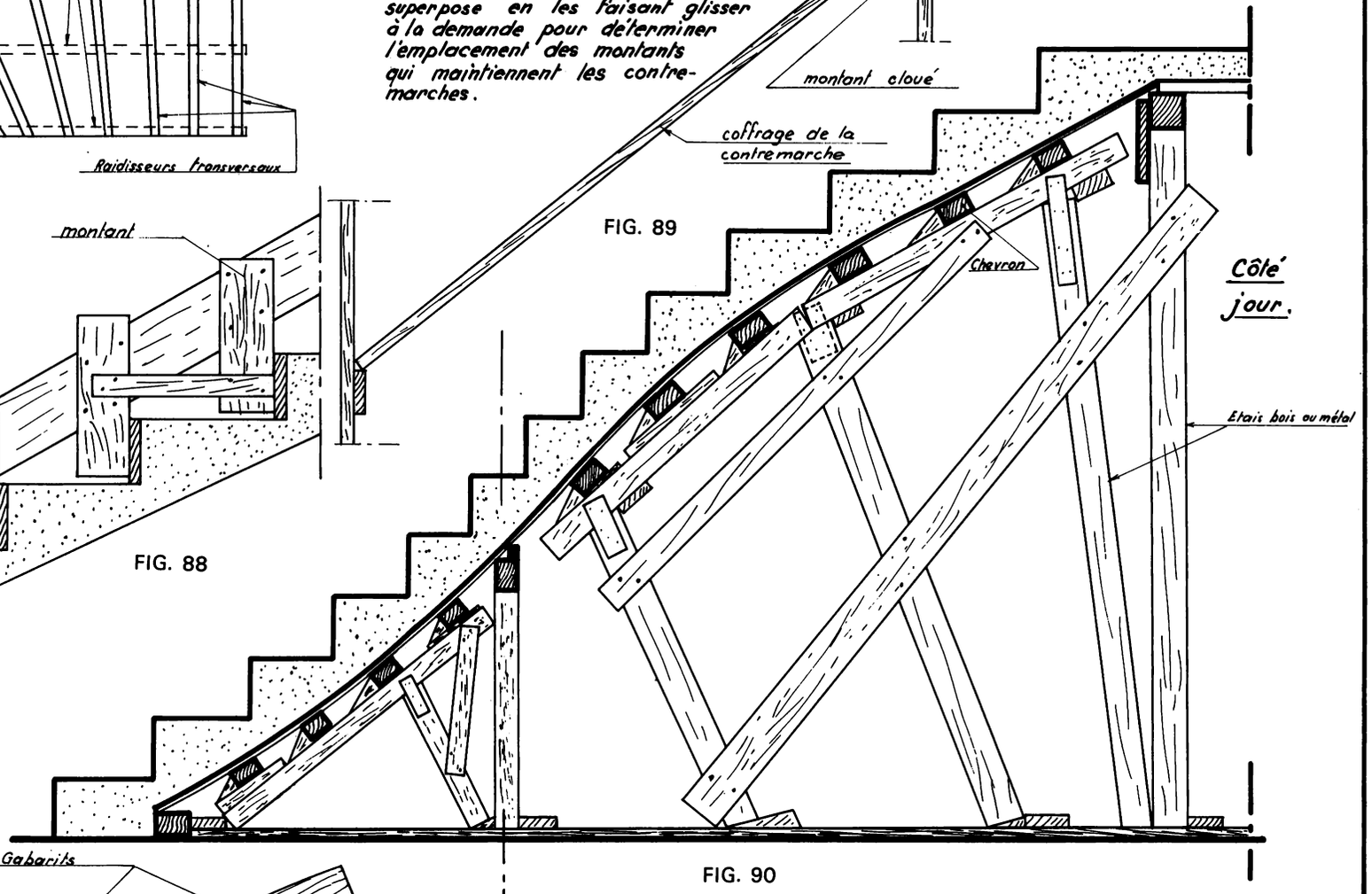


FIG. 90

COFFRAGE – ESCALIER BALANCÉ

3.22 - Coffrage.

Pour obtenir la surface gauche de la paillasse, les procédés varient avec chaque entreprise.

Citons, parmi les méthodes utilisées :

- la réalisation de gabarits qui supportent des planches et du contreplaqué (*fig.* 85);
- la réalisation de gabarits qui reçoivent des voliges entrebattues (*fig.* 83 et 84);
- le coffrage avec des liteaux plats ou des voliges;
- la méthode chantier, où la forme de la paillasse est d'abord grossièrement obtenue, puis achevée avec une couche de plâtre pour calfeutrer les joints et adoucir les jarrets (*fig.* 86 à 91).

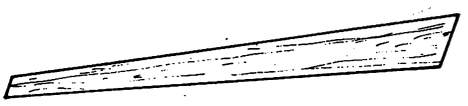


FIG. 83. – Volige découpée en queue de taillard.

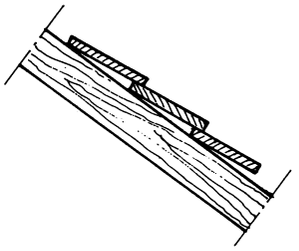


FIG. 84. – Voliges entrebattues.

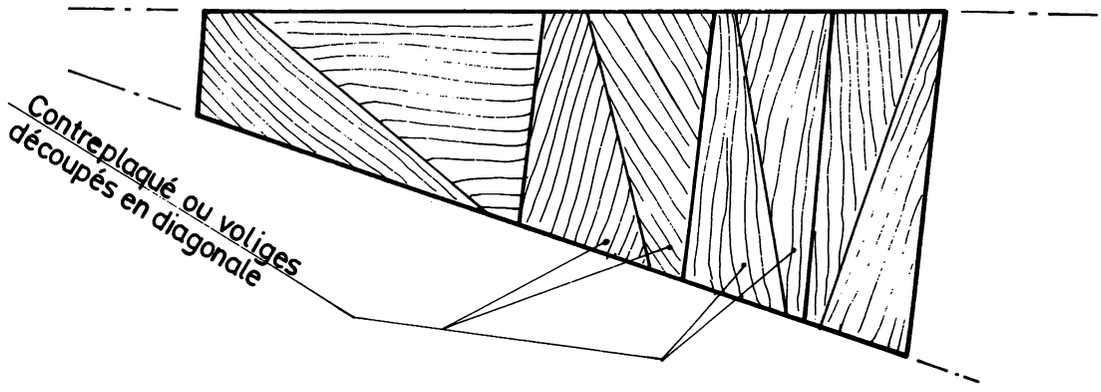


FIG. 91

3.23 - Armature.

La disposition des aciers doit être telle qu'elle évite la poussée au vide du béton.

Les aciers porteurs sont placés dans le sens longitudinal si possible, mais, dans chaque cas, il y a lieu de tenir compte des murs porteurs.

Du fait des parties courbes de la paillasse, cette dernière fonctionne à la façon d'**arcs multiples** prenant appui sur les murs de la cage.

3.3 Bétonnage des escaliers

Le dosage est de l'ordre de 300 kg de ciment par m^3 de béton.

L'enrobage est obtenu grâce à des cales.

L'escalier est coulé par fractions de 4 à 5 marches et quand la totalité est coulée, l'excédent de béton est dégagé sur chaque marche.

Les scellements de rampe qui nécessitent des évidements peuvent être prévus.

3.4 Escaliers préfabriqués

Les opérations précédentes sont les mêmes, mis à part le coffrage qui est mécanisé et le sens de coulage différent.

Les caractéristiques et le réglage d'un coffrage industriel pour un escalier préfabriqué droit sont indiqués sur la *figure* 92.

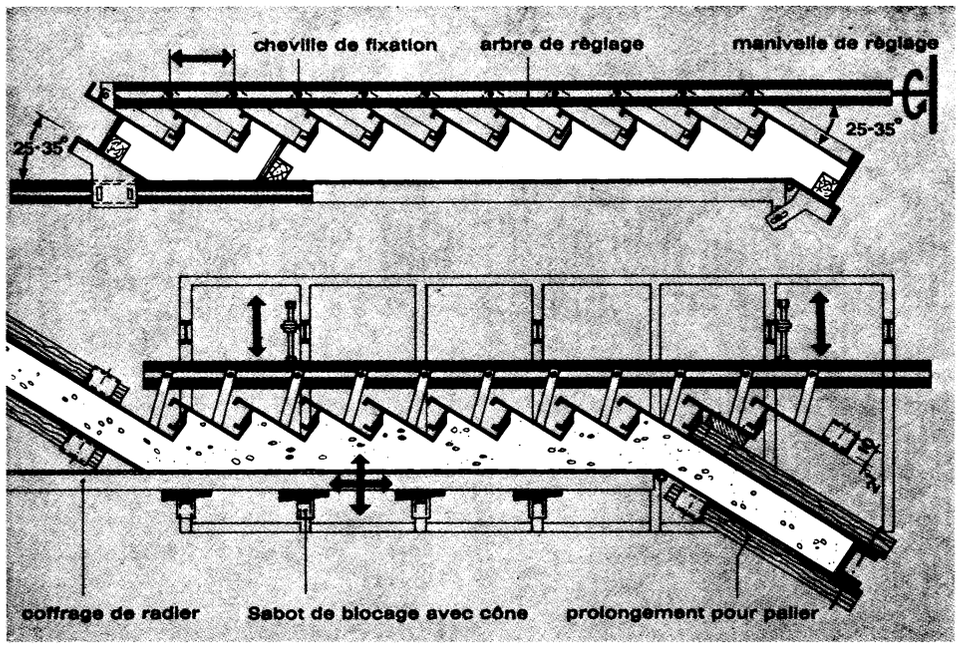


FIG. 92. – Coffrage réglable pour escaliers.

Document NOE

Caractéristiques

La portée maxima de l'exécution standard est de 1 500 mm.

La montée est variable de 150 à 200 mm.

La déclivité se situe entre 25 et 30°.

On peut bétonner jusqu'à 10 marches.

L'épaisseur du radier d'escalier est au maximum de 300 mm, la largeur de la marche va jusqu'à 350 mm.

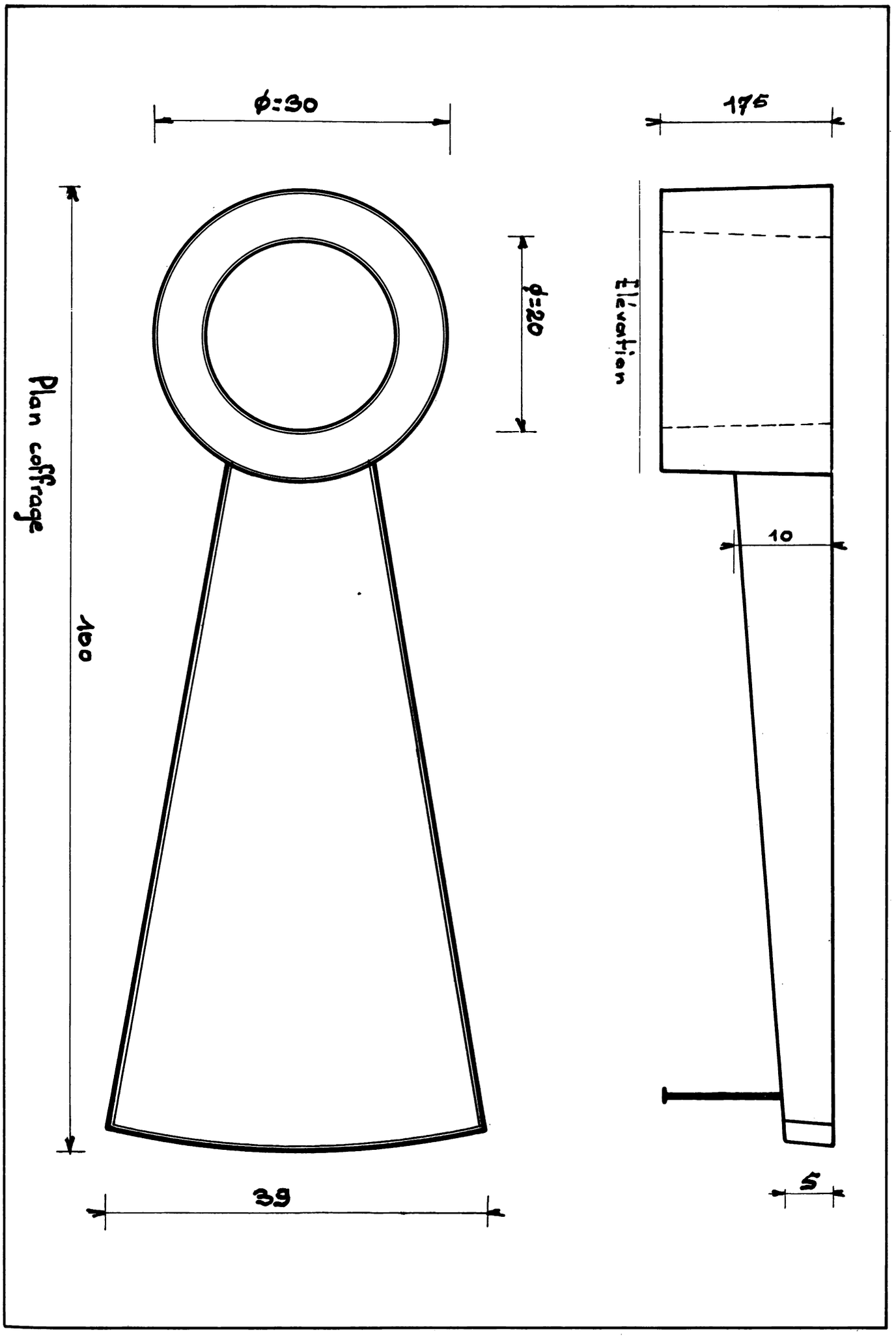
Pour un poids d'environ 2,2 tonnes la longueur totale du coffrage est de 4 700 mm, avec une largeur de 1 400 mm et une hauteur de 1 650 mm. Il ne reste plus alors qu'à fixer les deux abouts correspondant aux supports de palier et la plaque de plancher en contre-plaqué.

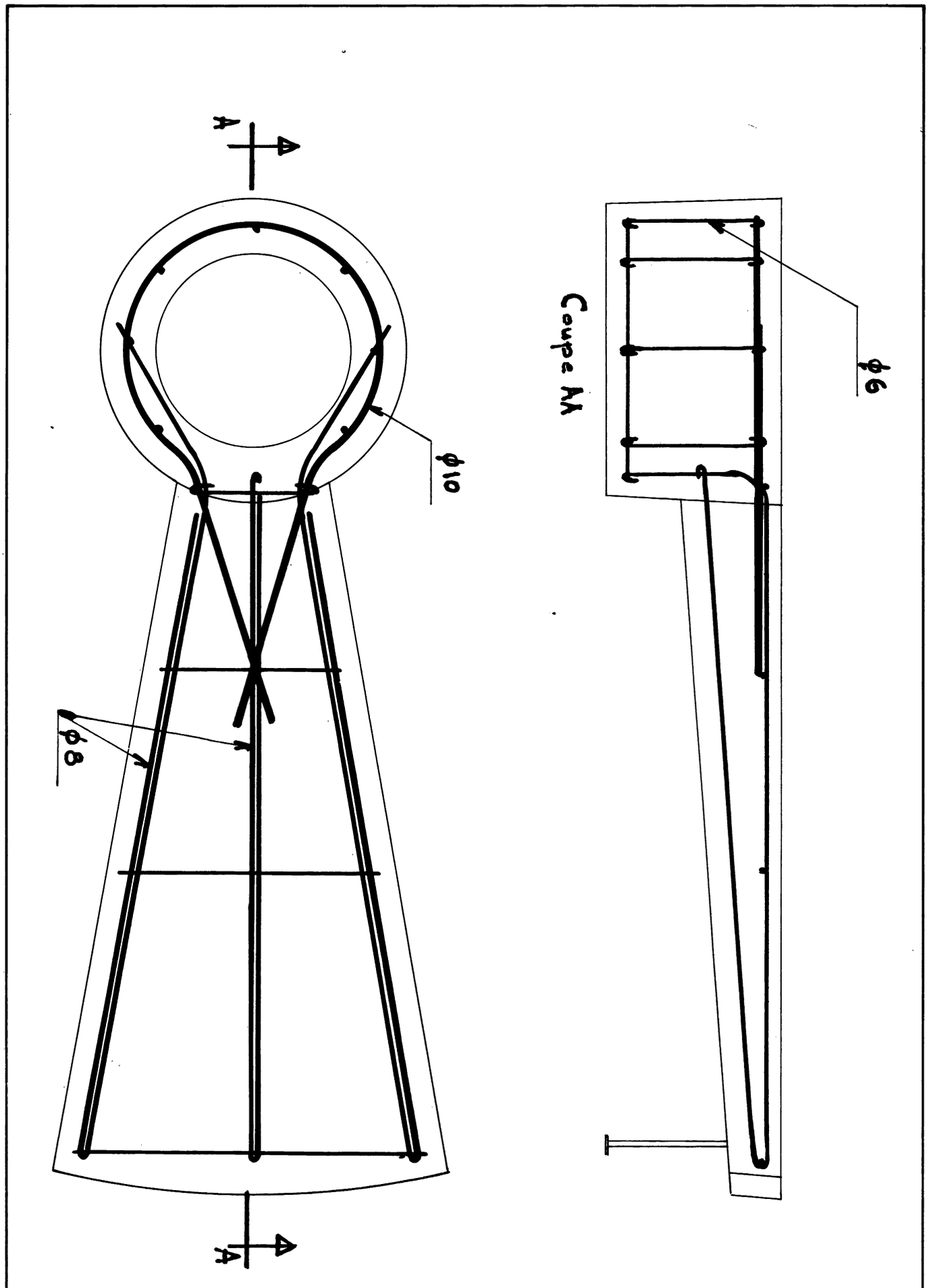
Réglage

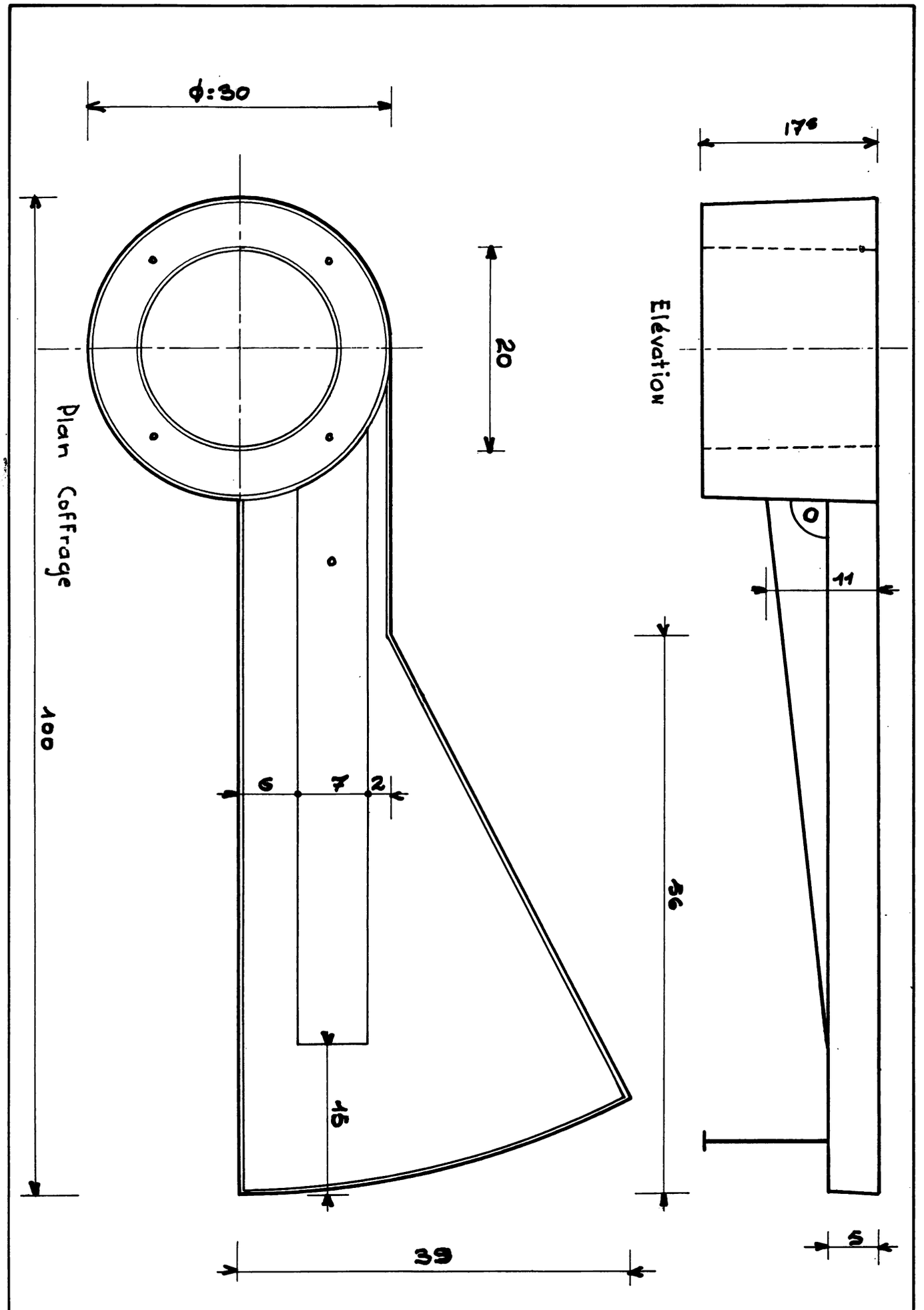
L'unique moyen de réglage du différentiel des divers caissons de marches se fait centralement par un seul mécanisme de réglage à manivelle.

Après la mise en place des coffrages au sol et des abouts correspondants, on bloque les différents caissons de marches dans leur position. Le coffrage est alors prêt pour l'armature et le bétonnage.

L'ajustement se fait par un système de rainures à glissières.


ϕ=30
175
Plan coffrage
100
ϕ=20
Élévation
10
39
5


A
A
ϕ10
ϕ8
A
A
Coupe MN
ϕ6


ϕ:30
20
Plan Coffrage
100
6
7
2
15
39
17
Elevation
11
36
5

A
C
B
B
A
Coupe ABC
C
C
ϕ6
ϕ8
ϕ10

18. TOITURES - TERRASSES

1 La toiture - terrasse

Le dernier plancher de la construction sert de support à la constitution d'un **toit**. L'étanchéité devient alors la condition essentielle à assurer.
Le terme « terrasse » implique une **plate-forme** avec la possibilité de circulation.

Le « plancher-terrasse » sépare le milieu extérieur et intérieur.

2 Rôles essentiels

2.1 Il assure la protection contre :
2.11 - Les éléments extérieurs :
- la pluie,
- le gel,
- le vent,
- la grêle,
- le soleil,

} agents atmosphériques

- le bruit, les vibrations, etc.

2.12 - Les éléments intérieurs :
- la vapeur d'eau en provenance du local d'où le risque de condensation et d'humidité.

2.13 - Les éléments extérieurs et intérieurs :
- le flux de chaleur, dû à la différence de température entre l'intérieur et l'extérieur s'établit; par suite, la déperdition thermique doit être réduite.

2.2 Il supporte :
- la masse propre des matériaux constitutifs;
- les surcharges d'exploitation;
- la machinerie d'ascenseur.

Le plancher-terrasse a un rôle porteur.

2.3 Il doit permettre :
- le passage des conduits de fumée et ventilation ainsi que leur bon fonctionnement.
- la circulation en toute sécurité sur la terrasse.

3 Principales conditions à remplir

3.1 L'étanchéité de la toiture-terrasse nécessite :
- l'obtention d'une couche superficielle imperméable réalisée avec des matériaux durables;
- la pose d'un revêtement de protection;
- l'écoulement des eaux en surface, leur réception, leur évacuation;
- l'accessibilité pour l'entretien.

3.2 Le rôle porteur exige :
- un plancher résistant en béton armé reposant sur des murs de façade et de refend porteurs ou une ossature de poteaux-poutres;
- outre la masse propre des éléments, on prévoit au m² :
  - 100 kg de surcharges pour les terrasses non accessibles,
  - 175 kg de surcharges pour les terrasses privées accessibles,
  - 500 kg de surcharges pour les terrasses publiques accessibles.

3.3 La constitution d'un écran protecteur entraîne :
- une isolation thermique suffisante;
- une isolation acoustique conforme.

Ces protections ne doivent pas nuire à l'étanchéité qui peut reposer sur le « complexe isolant ».
Ainsi, **le constructeur doit réaliser :**
- un support résistant et très stable;
- une forme de pente pour l'écoulement des eaux;
- une isolation disposée rationnellement;
- les travaux d'étanchéité et de protection;
- les revêtements des reliefs (bordures de terrasses, émergences de souches, etc.).

4 Problèmes particuliers posés par les toitures-terrasses en B.A.

4.1 Le plancher-terrasse est soumis aux variations parfois brutales de température.
Il subit les **effets alternés :**
- de la dilatation (allongements);
- du raccourcissement;

nettement accentués par rapport aux planchers inférieurs qui se trouvent abrités.

Fissures horizontales et obliques en façade sous le plancher terrasse

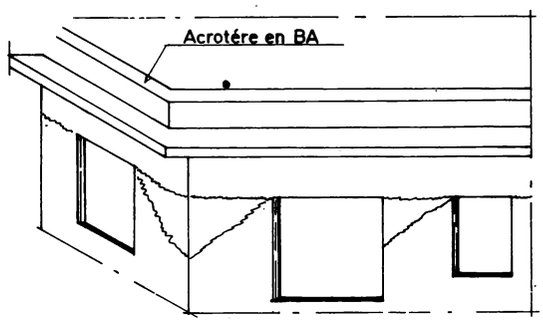


FIG. 1

Effet des variations de température

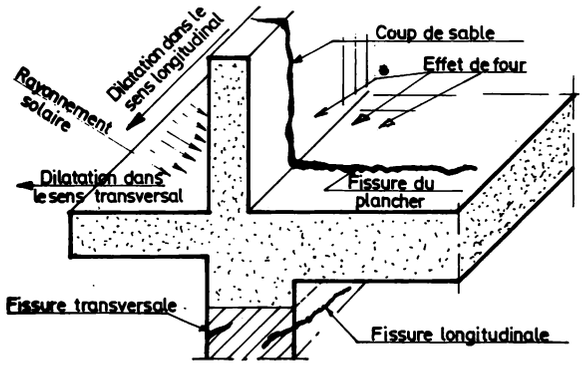
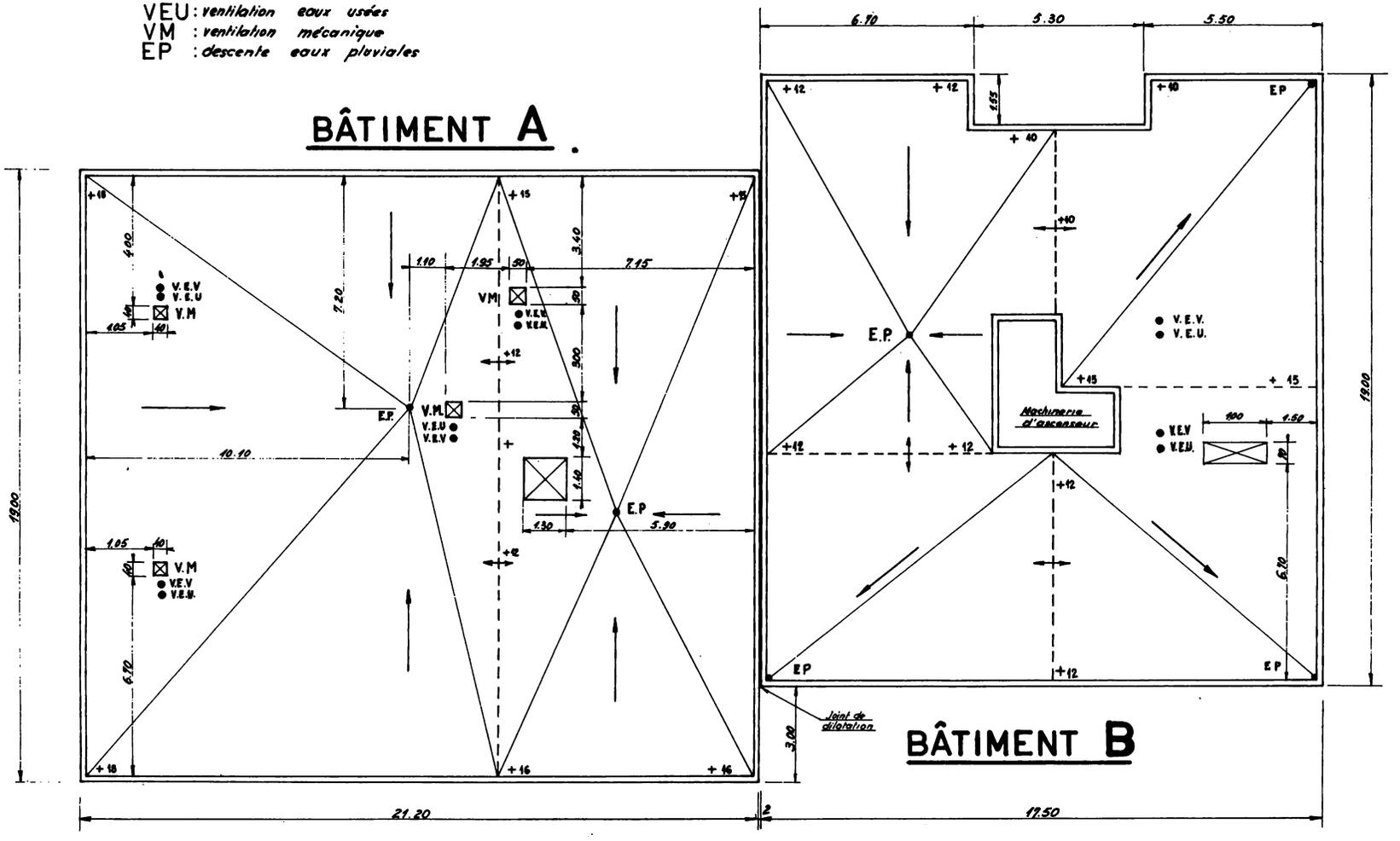


FIG. 2

Légende

VEV : ventilation eaux vannes
VEU : ventilation eaux usées
VM : ventilation mécanique
EP : descente eaux pluviales



PLAN DE TOITURE

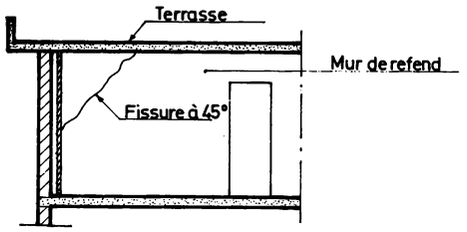


FIG. 3. – Les murs intérieurs et cloisons subissent l'entraînement du plancher terrasse.

Ces **variations dimensionnelles** s'effectuent dans le sens longitudinal et dans le sens transversal du bâtiment. Elles provoquent des fissures sur les rives. La grande surface de béton présentée au rayonnement solaire accentue les effets de changement de température.

4.2 Les fissures sont souvent la cause :
- d'entrée d'eau par capillarité;
- d'humidité préjudiciable à l'isolant.
- de reprises du parement extérieur peu esthétiques;
- d'un affaiblissement de la résistance des structures porteuses (*fig.* 1).

5 Principes applicables pour réduire les désordres possibles

5.1 Permettre le libre jeu des mouvements de la toiture terrasse par interposition d'un matériau susceptible de réduire le frottement plancher/mur. Il s'agit de désolidariser les éléments (*fig.* 4).

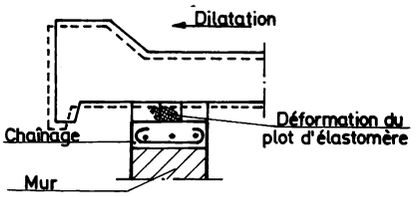


FIG. 4. – Plancher flottant (principe).

5.2 Réduire l'importance des variations de dimension, en protégeant la toiture-terrasse des effets de température par une isolation thermique, et des zones d'ancrage (*fig.* 5).

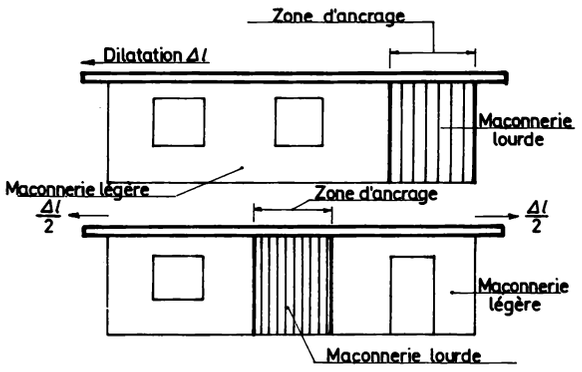


FIG. 5. – Solution plus conforme.

5.3 Renforcer les ouvrages soumis aux efforts de traction/flexion en réalisant des **chaînages horizontaux** au dernier niveau.

5.4 Fractionner le bâtiment par des joints :
- de dilatation;
- de rupture;
- de retrait;

de façon à autoriser de légères déformations (*fig.* 6-7-8).

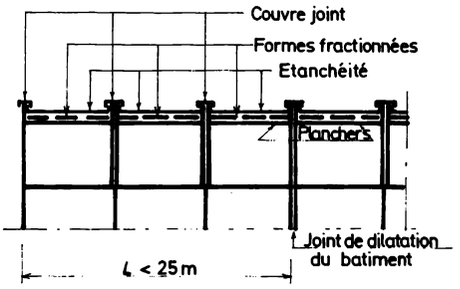


FIG. 6. – Fractionnement des maçonneries.

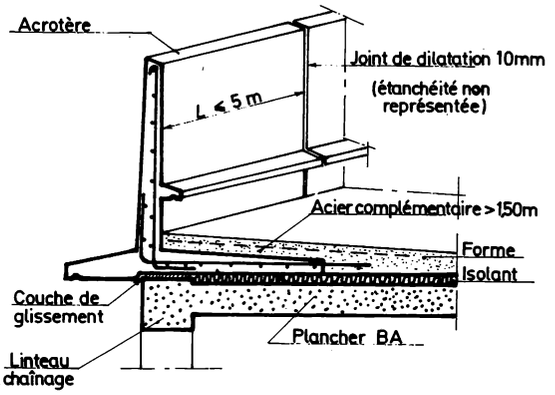


FIG. 7. – Acrotère préfabriqué ancré dans la forme de pente.

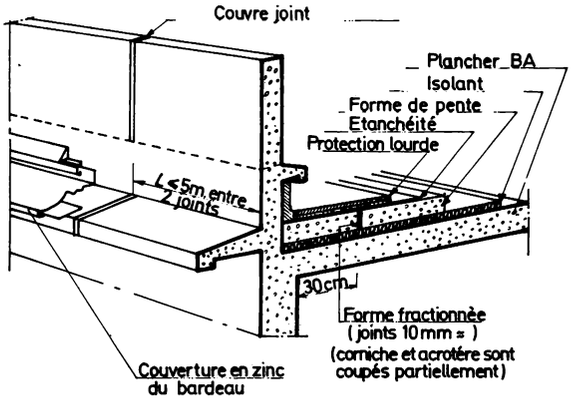


FIG. 8. – Acrotère solidaire du voile porteur.

5.5 Limiter l'importance des ouvrages de couronnement, leur section, leur surface pour donner moins de prise au rayonnement solaire.

5.6 Limiter les flèches des planchers et les rotations des dalles ou poutres à leurs extrémités pour éviter la fissuration.

6 Solutions

Solutions types	Technique de base	Moyens	Croquis	Avant. ou inconv.
1° **Toiture-terrasse** avec **plancher flottant.**	Couche de glissement disposée sur les appuis. Chaînages horizontaux des surfaces porteuses.	Plaques rigides dures. Matériaux déformables (élastomères). Plots de néoprène.	(Voir *fig.* 4)	Désolidarisation de la terrasse et de la maçonnerie. Joints au pourtour de la maçonnerie à colmater avec un matériau esthétique et souple. Réalisation délicate des supports plans.
2° **Plancher-terrasse** avec une protection thermique placée soit : – sur la forme de pente; – sur le support résistant coulé en pente.	Le plancher est à l'abri du choc thermique grâce à l'isolant.	Panneaux isolants qui résistent à l'écrasement. Barrière de vapeur empêchant la migration de l'eau dans l'isolant et l'étanchéité. Protection lourde recommandée.	(Voir *fig.* 9 et 10)	Le régime thermique du revêtement d'étanchéité est modifié par la présence de l'isolant. Dans la mesure du possible, l'étanchéité ne doit pas subir les déformations de la forme ou du plancher.
3° **Dalle flottante.**	Réalisation de bacs séparés $\leqslant 250$ m² avec L $\leqslant$ 20 m. Joints couverts entre bacs libres.	Panneaux isolants. Bacs réalisés en béton armé d'épaisseur $\geqslant$ 5 cm. Étanchéité et évacuation des eaux.	(Voir *fig.* 11 et 12)	Libre dilatation des bacs avec une couche de glissement pour les bacs de rives (isolant ou sable 3 cm). Travaux d'étanchéité plus délicats.

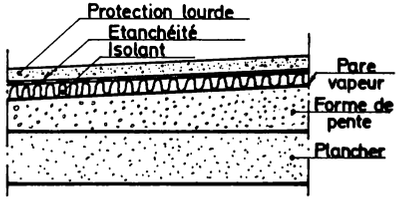


FIG. 9.
Protection thermique placée sur la forme de pente.

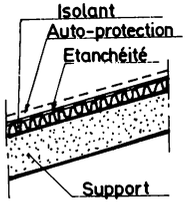


FIG. 10
Support incliné.

Solutions types	Technique de base	Moyens	Croquis	Avant. ou inconv.
4° **Forme flottante** fractionnée sur panneaux isolants.	Fractionnement des surfaces. Joints élastiques.	Panneaux isolants. Béton de granulats lourds. Épaisseur ⩾ 5 cm + étanchéité.	(Voir *fig.* 6, 8 et 11 *bis*)	Les granulats légers sont interdits. Les joints autorisent les déformations (pontage à assurer). L'isolation thermique est en partie inférieure.

Le choix d'une solution :

1° La toiture-terrasse avec plancher flottant est certes la plus rationnelle au regard de l'ensemble du bâtiment, mais la mise en œuvre délicate élève le prix de revient.

2° La solution qui requiert le plus de suffrages est celle de la toiture-terrasse avec isolation directement placée sous l'étanchéité, avec une protection lourde. La technique de la couche isolante placée sous la forme de pente est cependant toujours pratiquée.

3° La dalle flottante est très efficace mais onéreuse.

4° La forme de pente fractionnée, sur panneaux isolants, est assez peu répandue.

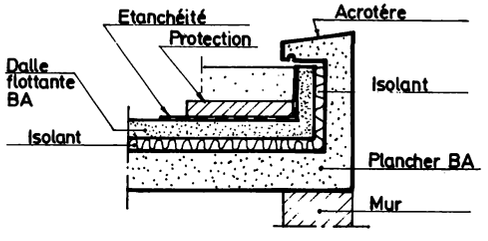


FIG. 11
Solution de la dalle flottante (réalisation de bacs).

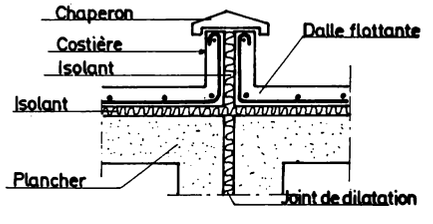
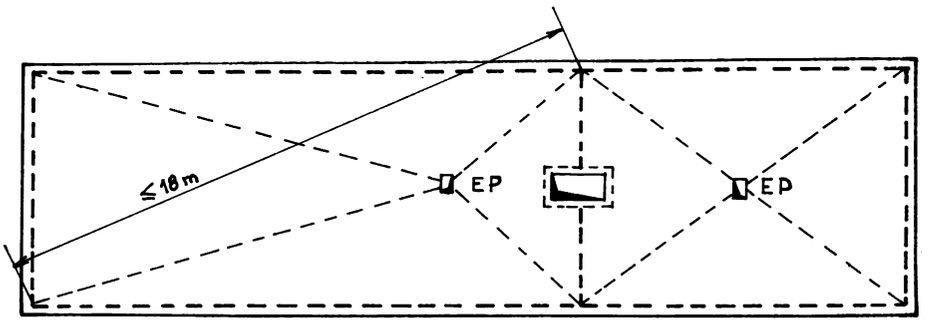
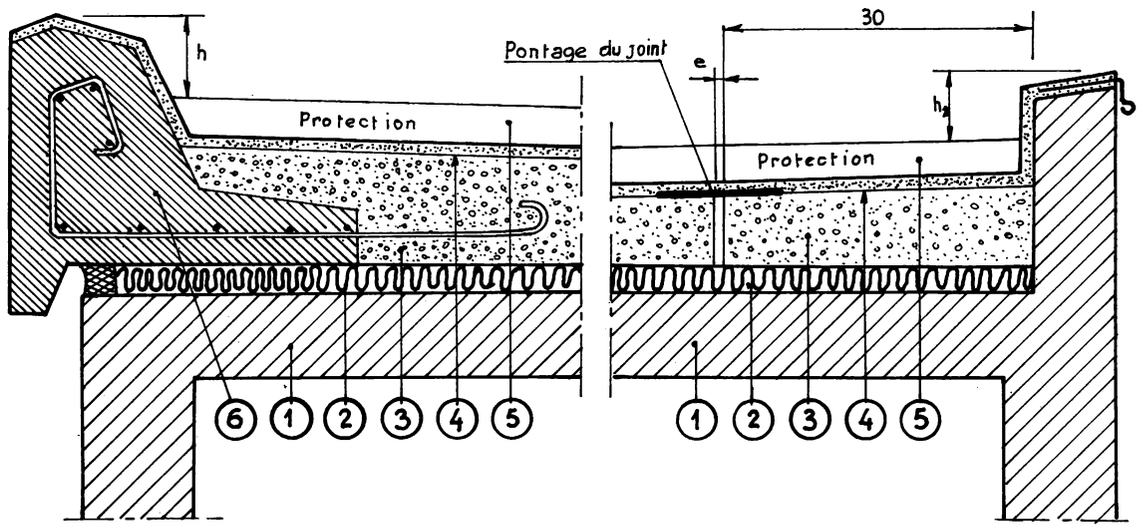


FIG. 12
Détail de la dalle flottante.

Schéma de fractionnement d'une toiture terrasse
Le joint périphérique n'existe que dans la mesure
où l'acrotère est solidaire de la structure porteuse.



DÉTAIL AU DROIT DES ACROTERES



e = 0,01 m ± 0,002 m
h = 0.05 m au-dessus de la protection

1 ouvrage porteur
2 isolant thermique
3 forme de pente
4 étanchéité
5 protection lourde
6 acrotère préfabriqué.

Formes fractionnées sur panneaux isolants

FIG. 11 *bis*

7 Les matériaux d'étanchéité

Ils doivent être stables et homogènes après application.

7.1 L'asphalte

7.11 - L'asphalte naturel provient d'une roche sédimentaire calcaire ou schisteuse imprégnée d'au moins 6 % de bitume. On trouve cette roche dans le Gard, la Haute-Savoie, l'Ain et le Puy-de-Dôme.

7.12 - Le mastic d'asphalte est fabriqué à partir d'asphalte naturel après broyage et ajout de bitume naturel raffiné. Il est présenté sur le chantier sous forme de pains de 25 kg contenant 11 à 17 % en masse de bitume pur.

7.13 - L'asphalte coulé est obtenu en mélangeant à chaud :
- du mastic d'asphalte;
- du bitume.

Le mélange doit avoir une teneur en bitume $\geqslant$ 17 % en masse.

7.14 L'asphalte coulé sablé est un mélange d'asphalte coulé et de sable moyen ou gros dans la proportion de 60 kg de sable pour 100 kg d'asphalte coulé.

7.2 Les bitumes

Ces hydrocarbures lourds proviennent de l'île de Cuba, du Vénézuela, du Canada, de la Syrie. Ils sont parfois extraits de l'asphalte naturel ou proviennent du traitement industriel du pétrole par distillation fractionnée.

7.21 - Propriétés principales des bitumes.
Ils résistent aux eaux agressives.
Ils sont solubles dans le sulfure de carbone.
Ils sont pâteux au voisinage de 50 °C et coulent vers 100 °C.
Ils possèdent un pouvoir adhésif et cohésif en relation avec leurs propriétés colloïdales.

7.22 - Différents produits.

7.221 - Les feutres bitumés imprégnés qui reçoivent une seule couche de bitume sur chaque face. L'âme est constituée par un feutre à base de coton, jute, amiante, verre.

7.222 - Les feutres bitumés surfacés, dont chacune des faces est recouverte de deux couches de bitume, la seconde étant lissée à la calandre.

7.223 - Les feutres bitumés sont livrés en rouleaux de 20 ml et sont classés par leur masse qui est en rapport avec leur épaisseur.

Type imprégné	Type surfacé
18 I, 27 I, 36 I, 45 I	18 S, 27 S, 36 S, 45 S
9 kg, 14 kg, 22 kg, 26 kg	18 kg, 27 kg, 36 kg, 45 kg

Autres spécifications :
- feutre bitumé à armature voile de verre (V.V.);
- feutre bitumé à armature voile de verre à haute résistance (V.V. H.R.)

7.224 - Les bitumes armés sont constitués par une armature en feutre de jute, d'amiante, de verre et enrobée de bitume.

Nature de l'armature	Type de bétume armé	Masse moyenne d'un rouleau de 10 m.
Toile ou feutre	30 40 50 60	30 kg 40 kg 50 kg 60 kg

Autres spécifications :
- bitumes armés à armature tissu de verre (T.V.);
- bitumes armés à double armature tissu de verre et voile de verre (T.V. V.V.).

Les bitumes armés autoprotégés.
L'autoprotection est constituée par :
- soit une couche de granulé minéral adhérente et continue (sable calcaire ou paillettes d'ardoise);
- soit d'une feuille métallique très mince (aluminium ou cuivre de 8/100 de mm dans le cas des bitumes armés à armature toile seulement).

7.225 - Les enduits d'application à chaud (E.A.C.) contiennent au moins 70 % de bitume pur. Ils sont utilisés pour le collage des couches de feutres ou bitumes.

7.226 - Les enduits d'imprégnation à froid (E.I.F.) ont une teneur en bitume $\geqslant$ 50 %. Ils servent de couches d'apprêt et facilitent l'adhérence.

8 Variantes de l'étanchéité - Types de revêtements

8.1 Étanchéité posée sur béton

D'après D.T.U. n° 43	0 à 1 % de pente	1 à 5 % de pente	5 à 15 % de pente	> 15 % de pente
Application du revêtement	Indépendant	Indépendant	Semi-indépendant Collage seulement à 20 % de la surface du support	Semi-indépendant
Revêtement asphalte	1 feuille papier isolant 8 mm asphalte pur 15 mm asphalte sablé. Poids au m² : 50 kg.	Type courant « A » pour 5 à 15 % de pente 1 papier isolant 5 mm asphalte pur 15 mm asphalte sablé. Poids au m² : 45 kg.		
Protection mécanique	4 cm gravillon, ou 4 cm gravillon + 2 cm sable.	Obligatoire si accessibilité.		
Revêtement multicouche	1 papier kraft 1 feutre bitume 36 S. V.V. 1 couche d'E.A.C. 1,5 kg 1 bitume armé 40 T.V. 1 couche d'E.A.C. 1 feutre bitumé 36 S. V.V. 1 couche d'E.A.C. Poids au m² : 12,1 kg *Autre solution :*	1 feutre bitumé 36 S 1 couche d'E.A.C. 1 bitume armé 40 T.V. 1 couche d'E.A.C. 1 feutre bitumé 36 S. 1 couche d'E.A.C. Poids au m² : 12 kg Le système adhérent comporte en plus 1 couche d'E.I.F.	1 couche d'E.I.F. 1 feutre bitumé perforé 36 S. V.V. 1 couche d'E.A.C. 1 feutre bitumé 36 S. V.V. 1 couche d'E.A.C. 1 bitume armé 40 T.V. autoprotégé par granulat minéral ou par aluminium ou cuivre, ép. : 8/100 mm. Poids au m² : 10,6 kg.	1 couche d'E.I.F. 1 feutre bitumé perforé 36 S. V.V. 1 couche d'E.A.C. 1 bitume armé 40 T.V. autoprotégé par granulat minéral ou aluminium ou cuivre épais : 8/100 mm. Poids au m² : 7,3 kg.

Type béton armé

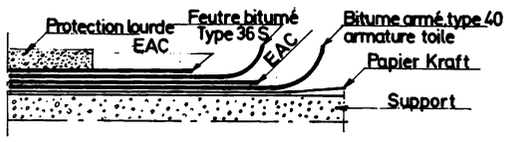


FIG. 13. – Système indépendant, revêtement multicouches.

Protection	(Voir *fig.* 14 et 15)

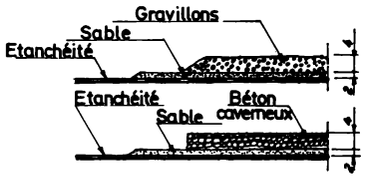


FIG. 14. – Toitures non accessibles.

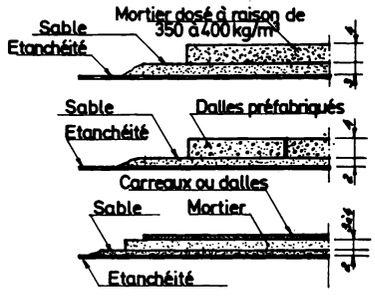


FIG. 15. – Protection des toitures accessibles.

8.2 Étanchéité posée sur isolant

Application du revêtement	ADHÉRENT			
Revêtement multicouche	1 couche d'E.A.C. 1 feutre bitumé 36 S. V.V. 1 couche d'E.A.C. 1 bitume armé 40 T.V. 1 couche d'E.A.C. 1 feutre bitumé 36 S. V.V. 1 couche d'E.A.C. Poids au m² : 13,6 kg.	1 couche d'E.A.C. 1 feutre bitumé 36 S. V.V. 1 couche d'E.A.C. 1 feutre bitumé 36 S. V.V. 1 couche d'E.A.C. 1 feutre bitumé 40 T.V. 1 couche d'E.A.C.	1 couche d'E.A.C. 1 bitume armé 40 T.V. 1 couche d'E.A.C. 1 bitume armé 40 T.V. autoprotégé minéral aluminium ou cuivre. Poids au m² : 11 kg. (Voir *fig.* 16)	1 couche d'E.A.C. 1 feutre bitumé 36 S. V.V. 1 couche d'E.A.C. 1 bitume armé 40 T.V. autoprotégé minéral aluminium ou cuivre. Poids au m² : 8,8 kg.
Protection (Voir *fig.* 14 et 15)	La même que ci-dessus.			

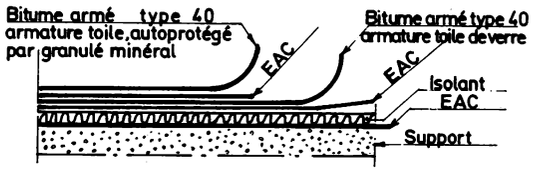


FIG. 16. – Système adhérent, revêtement multicouche.

8.3 Méthodes de pose de l'étanchéité multicouches (voir *fig.* 17 à 20; revoir *fig.* 11 et 12).

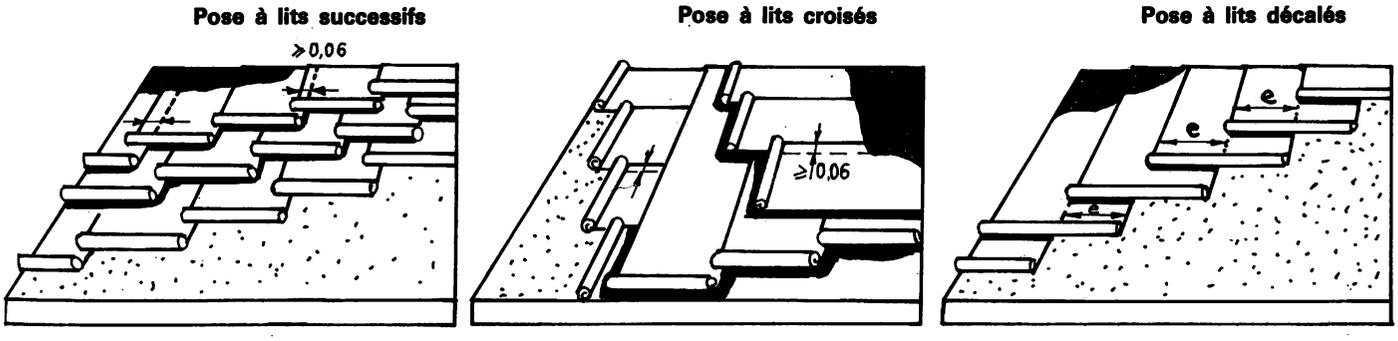


FIG. 17. – Méthode de pose.

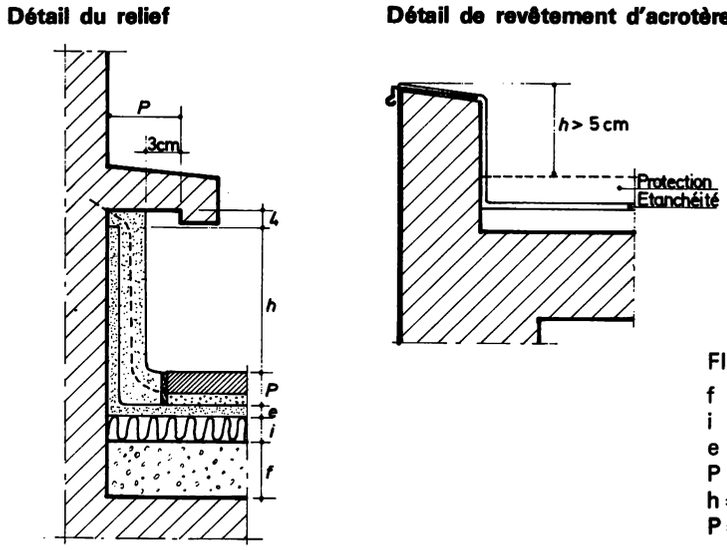
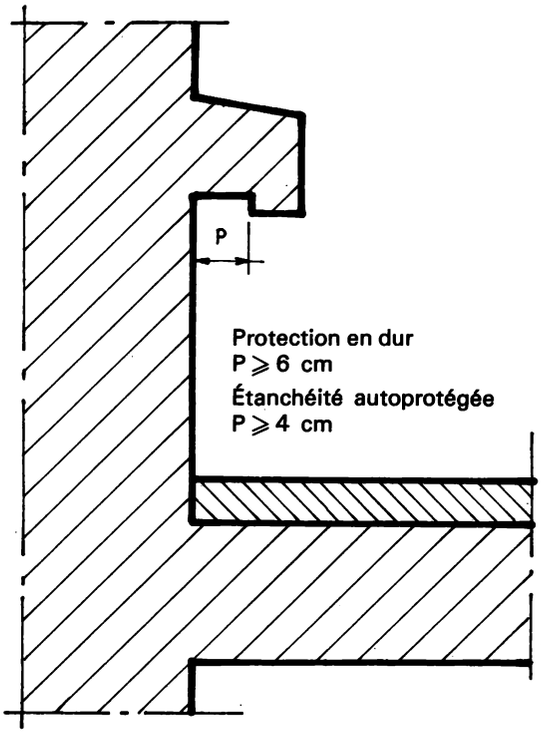
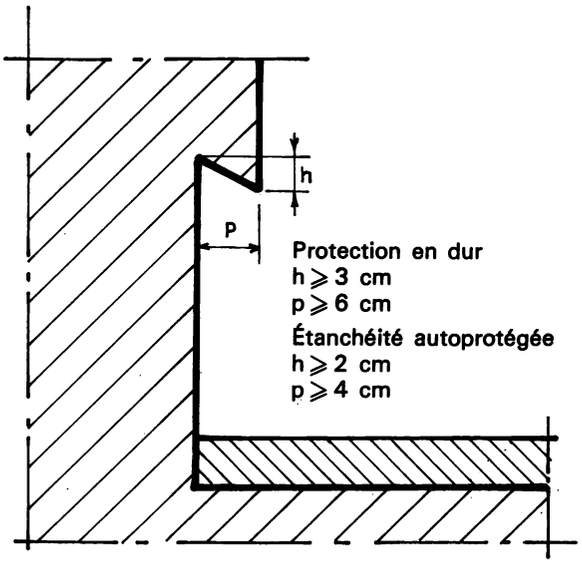


FIG. 18

f = forme de pente
i = isolant thermique
e = étanchéité
P = protection
h = hauteur libre au-dessus de la protection h > 10
P = distance entre larmier et surface verticale P ⩾ 0,06 m





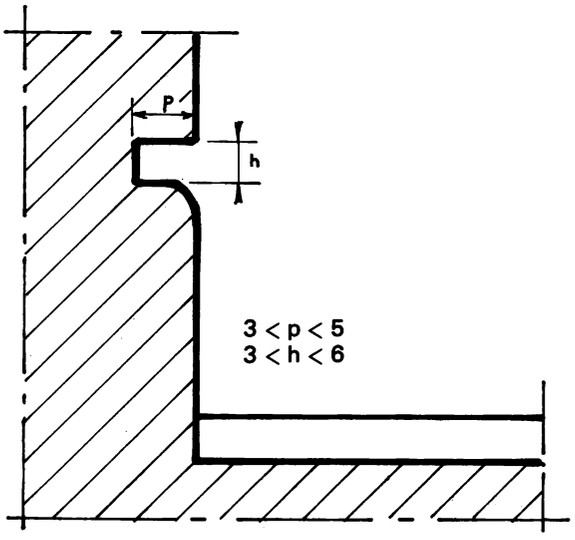


FIG. 19
Dispositifs de protection de la tête des relevés (DTU n° 43).

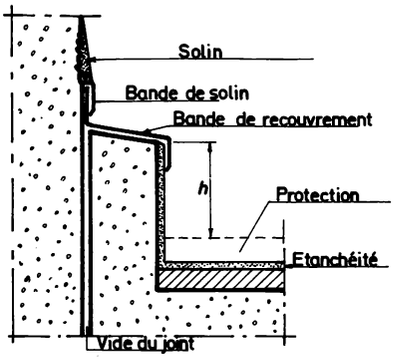
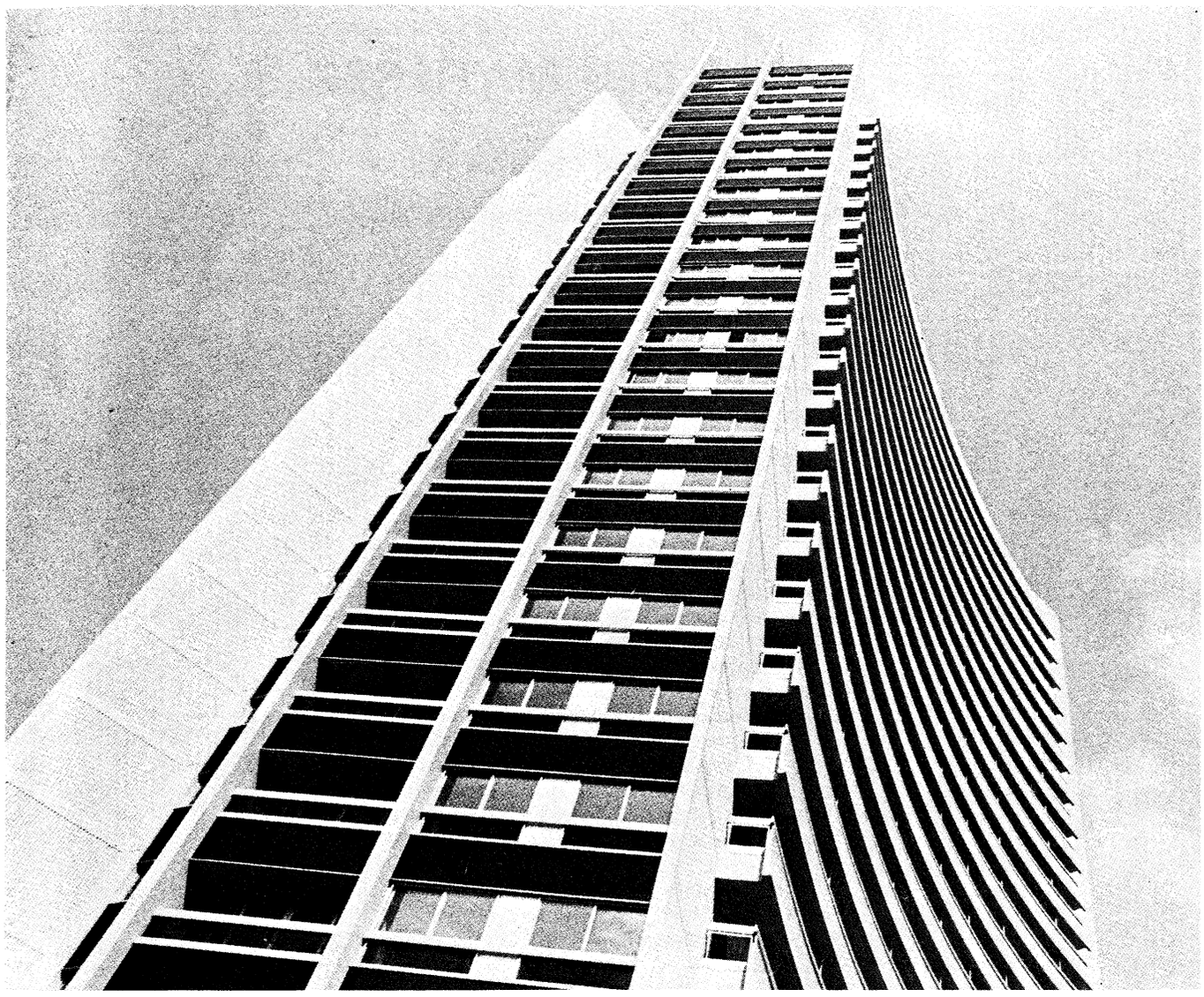


FIG. 20
Raccord d'étanchéité au droit d'un joint de dilatation.



(Document C.L.F.Ciments LAFARGE - France.

« Le Bâtiment de demain pourrait être prodigieux, à la mesure des événements qui nous conduisent, jour par jour, à un nouveau cycle de civilisation ».

LE CORBUSIER.

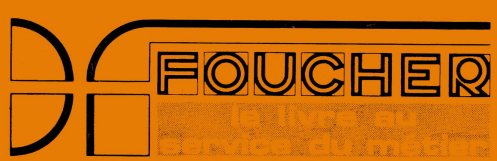
TABLE DES MATIÈRES

PRÉFACE 3
Proposition sur le mode d'utilisation de l'ouvrage en classe 5
Unités utilisées pour exprimer les caractéristiques des matériaux 7
1. L'implantation 9
2. Les aciers pour béton armé 17
3. Le béton 27
4. Le béton armé 41
5. L'association béton-acier 51
6. Fondations. Notions de base 57
7. Les fondations superficielles 63
7.1. Fondations superficielles par rigoles .. 63
7.2. Semelles continues armées 67
7.3. Semelles isolées en béton armé 71
7.4. Semelles continues sous poteaux 81
8. Les fondations par puits 87
9. Les fondations profondes 93
10. Les radiers 109
11. Les poteaux en béton armé 113
12. Les linteaux en béton armé 131
13. Les chaînages en béton armé 137
14. Les poutres en béton armé 143
15. Les planchers en béton armé 173
15.1 Généralités 173
15.2. Dalle simple 175
15.3. Planchers avec nervures et dalles 193
15.4. Planchers avec hourdis et nervures .. 199
15.5. Planchers avec poutrelles préfabriquées 203
15.6. Prédalles 218
15.7. Planchers préfabriqués 224
16. Les encorbellements 229
17. Les escaliers 237
18. Les toitures-terrasses 261

LES ÉDITIONS FOUCHER
128, rue de Rivoli — PARIS-1er
N° 4120-978

Imprimé en France

Imprimerie
GIBERT-CLAREY - TOURS
53127-1472
Dépôt légal : 3e trimestre 1978


FOUCHER